

AIX-MARSEILLE UNIVERSITÉ

École doctorale 353 - INRAE UMR RECOVER

Discipline : Sciences Pour l'Ingénieur

Spécialité : Mécanique des solides

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie - Département de génie civil et de génie du bâtiment

Spécialité : Génie civil

Thèse présentée pour obtenir le grade universitaire de docteur

Adrien RULLIÈRE

ÉTUDE DU COMPORTEMENT AU CISAILLEMENT D'UNE DISCONTINUITÉ ROCHEUSE -

APPLICATION AUX CALCULS DE STABILITÉ D'UN BARRAGE-POIDS AVEC
PRISE EN COMPTE DE LA COHÉSION APPARENTE

Study of rock joints shear behavior -
Apparent cohesion implementation to gravity dam safety calculations.

Défendue le 13 mai 2020 à Aix-en-Provence (France) devant le jury composé de :

Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF	Pr, Conservatoire National des Arts et Métiers	Présidente du jury
Muriel GASC	DR, CEREMA	Rapporteur
Frédéric DUFOUR	Pr, Grenoble INP	Rapporteur
Laurent PEYRAS	Ingénieur des Ponts (HDR), INRAE	Directeur de thèse
Patrice RIVARD	Pr, Université de Sherbrooke	Directeur de thèse
Pierre BREUL	Pr, Université Clermont Auvergne	Directeur de thèse
Jérôme DURIEZ	CR, INRAE	Encadrant
Claudio CARVAJAL	IR, INRAE	Encadrant
Mathieu NUTH	Pr, Université de Sherbrooke	Invité

Festina lente

« Hâtez-vous lentement, et sans perdre courage
Vingt fois sur le métier remettez votre ouvrage.
Polissez-le sans cesse et le repolissez.
Ajoutez quelquefois et souvent effacez. »

Boileau (1674), L'Art poétique, I, 171-173.

Résumé

En France, les barrages sont l'objet d'inspections régulières afin d'évaluer leur stabilité. Un des modes de rupture redouté est le cisaillement du barrage le long des discontinuités rocheuses du massif de fondation, de l'interface de fondation roc-béton ou des joints de levées béton-béton.

Afin d'évaluer la résistance au cisaillement de ces discontinuités, les guides professionnels préconisent la réalisation d'essais de cisaillement direct et l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Une telle démarche permet alors d'obtenir une valeur de cohésion apparente que les guides professionnels suggèrent cependant de négliger dans les calculs de stabilité, privant alors l'ouvrage d'un paramètre de résistance. Cette pratique sécuritaire et conservatrice est justifiée par les nombreuses incertitudes liées au comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses.

Issu d'une collaboration entre l'Université de Sherbrooke, INRAE et Hyrdo-Québec, ce projet de thèse a pour objectif d'améliorer l'état des connaissances sur le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses en : i) déterminant expérimentalement les facteurs d'influence et ii) développant un modèle mécanique de comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses prenant en compte l'effet de la rugosité.

Un protocole expérimental de 110 essais de cisaillement direct a été développé afin d'évaluer les effets sur le cisaillement des discontinuités rocheuses de : la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement, la contrainte normale, l'effet des propriétés mécaniques du matériau ou du type de contact. Les résultats montrent que la rugosité et l'emboîtement semblent être les deux facteurs d'influence les plus importants.

Par la suite des lois empiriques reliant le comportement mécanique au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à sa rugosité ont été développées. Il est apparu que l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb et des lois développées permet d'approcher avec pertinence les résultats expérimentaux. Ce modèle a ensuite été extrapolé à l'échelle d'un ouvrage et de son massif de fondation à l'aide d'une modélisation numérique aux éléments discrets. Les résultats montrent que plus la rugosité des discontinuités augmente et plus la stabilité de l'ouvrage face à des événements extrêmes est assurée.

Mots clés : cohésion apparente, discontinuités rocheuses, essais de cisaillement, emboîtement, modélisation aux éléments discrets, modèle de Mohr-Coulomb et rugosité.

Abstract

In France, dams are subject to scheduled inspections to assess their stability. Indeed, shearing phenomena can occur around rock-rock joints inside the rock foundation mass, rock-concrete foundation contact or the concrete-concrete levee joints. Professional guidelines recommend performing direct experimental shear tests and to use the Mohr-Coulomb failure criterion to assess the shear strength of these discontinuities. Such a process allows getting an apparent cohesion value from the experimental data. However, for safety reasons, professional standards suggest, for shear strength evaluation, that the apparent cohesion should be taken as null. This practice is conservative and motivated by the lack of knowledge about the rock joint shear behavior and failure mechanisms.

This PhD project, in collaboration with Université de Sherbrooke, INRAE and Hydro-Québec aims to : i) evaluate through an extensive experimental protocol the factors influencing the rock joint shear behavior and ii) develop a mechanical numerical model that takes into account the effect of roughness on the joints shear behavior.

An experimental protocol of 110 direct shear tests was developed in order to assess the effect on the shear behavior of the roughness, the damaging, the interlocking, the normal load, the material mechanical properties or the contact. In this study, it appears that the roughness and the interlocking are the two main factors of influence.

Empirical relationships between the joint shear mechanical behavior and its roughness were developed. Used with a Mohr-Coulomb mechanical model, it appeared that these relations were suitable to assess the joint shear mechanical behavior and the results obtained were close to the experimental data. Then, the model was exported to a case study: a dam and its rock mass foundation were modeled with discrete elements methods. Results showed that rougher rock joints and safer the dam in front of extreme loads.

Keywords: apparent cohesion, direct shear tests, discrete elements methods, interlocking, Mohr-Coulomb's model, rock joints and roughness

Remerciements

Qu'il est drôle de constater que l'étymologie latine de « merci », *mercedem*, signifierait « récompense ». C'est en effet à peu près l'image que j'ai eu des remerciements au cours des ces années de thèse : un aboutissement dont on s'approche inexorablement et qui fut souvent évoqué, occasionnellement pensé et parfois espéré ... Aujourd'hui j'y suis et je tenais, à travers les lignes qui suivent, évoquer les personnes qui ont participé à mon cheminement professionnel et personnel.

Dans un premier temps, j'aimerais remercier mes trois directeurs de thèse et en particulier Laurent Peyras, pour sa confiance indéfectible et son soutien au cours de ces années. Je n'oublierai pas l'insistance avec laquelle tu m'as invité à adhérer à ce projet de recherche (jusqu'aux tout derniers instants devant l'aéroport de Clermont ou par des entrevues Skype depuis la Nouvelle-Zélande!).

Merci également à Patrice Rivard pour son double accueil, sa bienveillance et son suivi minutieux de mes travaux expérimentaux. Ces 24 mois à Sherbrooke furent d'une grande richesse intellectuelle, professionnelle et personnelle et tu en as été pour beaucoup. J'aimerais aussi remercier très sincèrement Pierre Breul pour la qualité de son écoute, sa disponibilité et les pertinents conseils dispensés au cours des nombreuses réunions que nous avons eu. D'une façon plus large j'en profite pour remercier l'ensemble des professeurs de Polytech' Clermont pour la qualité de la formation dispensée et les opportunités offertes aux étudiants (notamment les PRD!).

Dans un second temps je souhaiterais remercier les personnes qui ont composé le jury et qui ont donc accepté d'évaluer ce projet de recherche. Merci à Véronique Merrien-Soukatchoff, Muriel Gasc et Frédéric Dufour pour les retours que vous avez apporté à mon travail. J'ai grandement apprécié la franchise que vous avez eu, dans vos compliments comme dans vos critiques. Enfin, je voudrais saluer l'investissement de Mathieu Nuth qui a accepté d'être responsable du jury auprès de l'Université de Sherbrooke.

Je souhaite également remercier Claudio Carvajal et Jérôme Duriez du centre INRAE d'Aix-en-Provence. Claudio, merci pour ta sympathie, ton suivi et les suggestions que tu m'as offert tout au long du projet. Jérôme, je te remercie infiniment pour ta patience, ton écoute, ta disponibilité, ta pédagogie et tes nombreux conseils. Au vu de mes compétences de modélisateur, ce n'était pas une tâche facile ;) !

La suite des remerciements est plus personnelle et, cotutelle oblige, se fera en deux parties : *québécoise* et *française*.

Sherbrooke

Ghislaine, Danick, **MERCI** ! Ce projet ne se serait pas réalisé sans vous et sans l'aide que vous m'avez apporté pour la partie expérimentale. Malgré toutes mes maladroites (les dégâts de béton au labo, les outils mal rangés, la clé/licence du scanner envolée, la presse qui a brisé et j'en passe ...) vous n'avez cessé d'être présents ! Votre bonne humeur fut contagieuse et a ensoleillé de nombreuses journées de laboratoire ! J'ai une très forte pensée pour vous dans la perspective des moments à venir.

Merci également à Ghasem et Nicolas, camarades de laboratoire avec qui j'ai passé de très bons moments, parfois sérieux, très souvent distraits mais toujours autour du sofa !

En vivant près de 24 mois à Sherbrooke, j'ai pu me lier très sincèrement d'amitié à des personnes à qui j'aimerais faire "coucou" ici. Merci aux membres de la Maison Bleue pour leur gentillesse et en particulier à Lou, amie *intercontinentale*. Merci pour ton attention, ton honnêteté et ta grande générosité.

Rajab, mon marié ! Le plus québécois des libanais, merci pour ta confiance, ta sympathie, ton attention et pour les nouvelles que tu ne manques pas de prendre (vivement un sushi avec Ko au Shogun !).

Enfin, Samuel. Quelques lignes ne suffiraient pas pour résumer l'amitié qui s'est liée entre nous. Mais merci pour ce que tu es : bienveillant, critique parfois mais toujours à l'écoute. Aux IPA bues et celles à venir !

Aix-en-Provence

Un grand merci à l'ensemble du centre INRAE d'Aix-en-Provence pour leur accueil et leur disponibilité. Une pensée sincère pour les autres doc' de l'open-space : ne lâchez pas le morceau !

Benjamin, merci pour ta gentillesse et ta disponibilité. Deux qualités qui, adjointes à des parties de coinche endiablées m'ont permis une rapide intégration (fausse donne n'est pas redonne !).

Merci enfin aux amis de longue date et bien sûr à toi Pierre-Jean, pour ton éducation à l'efficacité professionnelle !

Enfin, d'humbles remerciements qui ne valent pas la comparaison envers l'amour que me portent mes proches les plus intimes. Merci à mon papa et à ma maman pour leur soutien sans faille, leur grande bienveillance et l'amour qu'ils portent à leur enfants. Antoine, mon frère, merci d'être Toi : rugueux en apparence mais d'une tendresse et d'un amour infini (*You are a song of Ice and Fire*). J'ai bien une pensée pour mes grands-parents et en particulier pour ma mamie Soso qui a su m'enseigner l'art de la curiosité et de la recherche (ah ce dico !).

Lucie, tu as toi aussi été pour beaucoup dans la réussite de ce projet. Ton amour m'est précieux et j'ai beaucoup de chance de vivre à tes côtés. Merci infiniment pour ton soutien, ta confiance, ta gentillesse et ton amour. À nos projets Chérichette !

Table des matières

Résumé	ii
Abstract	iii
Remerciements	v
Table des matières	vi
Table des figures	x
Liste des tableaux	xiv
Liste des acronymes	xvi
Liste des symboles	xvii
Introduction	1
I Mise en contexte du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées et de l'évaluation de la stabilité des barrages-poids	4
1 Comportement mécanique des discontinuités rocheuses non liées	7
1.1 Description des massifs rocheux	7
1.2 Comportement des joints sous charge normale - Essais de fermeture . .	9
1.3 Comportement des joints sous charge tangentielle - Essais de cisaillement direct	11
1.3.1 Description des essais	11
1.3.2 Facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux	13
1.4 Critères de rupture au cisaillement des joints rocheux	20
1.4.1 Critère de Mohr-Coulomb	20
1.4.2 Critère de Patton	20
1.4.3 Critère de Barton	22
1.4.4 Critère de Grasselli	24
1.4.5 Synthèse des critères présentés et autres modèles existants . . .	24

1.5	Lois de comportement des joints rocheux en cisaillement	26
1.6	La Modélisation par Éléments Discrets	27
1.6.1	Principes de fonctionnement	27
1.6.2	Utilisation de méthodes MED pour modéliser des discontinuités rocheuses	31
1.7	Synthèse du chapitre	33
2	Recommandations professionnelles pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des discontinuités non liées	34
2.1	Recommandations de l'ISRM	34
2.2	Justification au cisaillement des discontinuités des barrages-poids . . .	36
2.2.1	Pratique en France	37
2.2.2	Pratique au Canada	37
2.2.3	Pratiques aux États-Unis	38
2.2.4	Synthèse des pratiques professionnelles	39
2.3	La cohésion apparente dans la littérature	39
2.3.1	Articles de recherche	39
2.3.2	Rapports techniques	40
2.3.3	Facteurs d'influence de la cohésion apparente	41
2.4	Synthèse	41
3	Proposition de thèse	43
3.1	Problématique	43
3.2	Questions de recherche	44
3.3	Objectifs spécifiques	46
3.4	Contributions originales de ce travail	46
II	Étude expérimentale des facteurs d'influence du com- portement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse	47
4	Dispositions expérimentales	50
4.1	Fabrication des répliques artificielles de discontinuités rocheuses	50
4.2	Numérisation des joints	52
4.3	Les essais de résistance cisaillement à Contrainte Normale Constante (CNC)	54
4.4	Plan d'expériences pour la caractérisation des facteurs d'influence . . .	55
4.4.1	La rugosité	56
4.4.2	L'endommagement	59
4.4.3	L'emboîtement des épontes	59
4.4.4	La résistance mécanique du matériau	60
4.4.5	Le type de contact	61

4.4.6	Intervalles de contrainte normale utilisés pour tracer l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb	62
4.4.7	Synthèse du programme expérimental	62
5	Résultats de l'analyse des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse	65
5.1	Rôle de la rugosité	65
5.1.1	Objectifs	65
5.1.2	Résultats des essais	66
5.1.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	71
5.1.4	Synthèse de l'effet de la rugosité sur le comportement au cisaillement du joint	74
5.2	Rôle de l'endommagement	75
5.2.1	Objectifs	75
5.2.2	Variation des indicateurs de rugosité à la suite d'un cisaillement	75
5.2.3	Résultats des essais	76
5.2.4	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	80
5.2.5	Synthèse de l'effet de l'endommagement d'un joint sur son comportement au cisaillement	82
5.3	Rôle de l'emboîtement	84
5.3.1	Objectifs	84
5.3.2	Résultat des essais	84
5.3.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	87
5.3.4	Synthèse de l'effet de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux	88
5.4	Rôle des propriétés mécaniques des matériaux	89
5.4.1	Objectifs	89
5.4.2	Résultats des essais	90
5.4.3	Analyse des régressions linéaires	93
5.4.4	Synthèse de l'effet des propriétés mécaniques sur le cisaillement	94
5.5	Rôle du type de contact	95
5.5.1	Objectifs	95
5.5.2	Résultats des essais	95
5.5.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	99
5.5.4	Synthèse de l'effet du contact sur le comportement au cisaillement	100
5.6	Répétabilité des essais de cisaillement	100
5.7	Rôle de l'intervalle de contrainte normale	102
5.7.1	Objectifs	102
5.7.2	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	103
5.7.3	Synthèse de l'effet de contrainte normale	105
5.8	Synthèse globale des résultats expérimentaux	105
5.8.1	Facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'un joint	105

5.8.2	Facteurs d'influence de la cohésion apparente et de l'angle de frottement des enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb	106
-------	---	-----

III Étude numérique 108

6	Présentation des modèles mécaniques utilisés pour modéliser le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses	111
6.1	Le modèle de Mohr-Coulomb	112
6.2	Le modèle Continuous-Yielding	113
7	Modélisations numériques de joints à l'échelle du laboratoire en prenant en compte la rugosité	117
7.1	Le modèle de Mohr-Coulomb	117
7.1.1	Lois empiriques reliant l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb à la rugosité du joint	118
7.1.2	Lien entre l'angle de dilatance dN et la rugosité du joint	122
7.1.3	Lien entre les raideurs K_n et K_s et la rugosité du joint	124
7.1.4	Modélisation numérique des essais expérimentaux	128
7.2	Le modèle Continuous-Yielding	132
7.2.1	Calibration	132
7.2.2	Validation	136
7.3	Synthèse	139
8	Évaluation du rôle de la rugosité sur le comportement d'un barrage-poids fictif	141
8.1	Données du modèle numérique	142
8.1.1	Code de calcul UDEC	142
8.1.2	Données géologiques du massif de fondation	142
8.1.3	Données du barrage-poids	143
8.1.4	Caractérisation des discontinuités du modèle	144
8.1.5	Hypothèses de modélisation	144
8.2	Résultats de la modélisation	145
8.2.1	Cisaillement des joints	145
8.2.2	Déplacements globaux	147
8.2.3	Facteur de Sécurité au Glissement (FSG)	154
8.3	Synthèse de l'application	155
	Conclusion	157
	Références	163

Table des figures

1.1	Illustration des différents paramètres permettant la description des discontinuités d'un massif rocheux, adapté de (Landry et al. 2013) et de (Wyllie et Mah 2004)	8
1.2	Photographie d'un essai de fermeture (Jacobsson et al. 2016)	9
1.3	Schéma de la presse hydraulique MTS utilisée pour les essais de fermeture	10
1.4	Exemple de réponse d'un joint sous un essai de fermeture	10
1.5	Schéma de principe d'un essai de cisaillement direct, adapté de (Kumar et Verma 2016)	11
1.6	Courbes de résultats produites par un essai de cisaillement direct en conditions CNC	12
1.7	Illustration de la notion d'aspérité et d'ondulation sur un profil de discontinuité rocheuse	14
1.8	Abaques utilisés pour quantifier visuellement la rugosité d'un joint, selon (ISRM 1978 ; Barton et Choubey 1977)	15
1.9	Illustration d'un joint mal emboîté : seules quelques zones (en rouge) font contact entre les deux épontes du joint	18
1.10	Les deux modes de rupture d'un joint soumis au cisaillement, identifiés par Patton (Patton 1966b). Le Test 1 correspond à une rupture par glissement/chevauchement des épontes tandis que le Test 2 à une rupture par cisaillement des aspérités.	22
1.11	Critère bilinéaire de Patton (Patton 1966b)	22
1.12	A gauche, photographie d'un sable (les grains ne sont pas sphériques !) et à droite, approximation des particules par des sphères dans les méthodes MED, tiré de (Cundall et Strack 1979)	27
1.13	Le cycle de calcul de la MED. Au début du cycle (étape a. et temps t), deux particules sont en contact. De ce contact résulte des forces d'interactions, calculées à l'étape b. Connaissant les forces d'interactions, l'étape c. consiste à utiliser la 2 ^{nde} loi de Newton pour actualiser la position des particules. À la fin du cycle de calcul, les particules se sont déplacées et un nouveau contact peut-être détecté ... le cycle redémarre alors.	28
1.14	Illustration schématique du contact entre deux particules. La valeur de l'overlap est $\delta = R + r - AB$	29
1.15	Vue schématique des lois de contact entre particules, adapté de (Itasca 2019)	30

1.16	Illustration des différents mécanismes d'endommagement d'un joint au cisaillement, issu de (Asadi et al. 2012 ; Asadi et al. 2013)	32
2.1	Traitement analytique des résistances au cisaillement expérimentales, issu de (Muralha et al. 2014)	35
2.2	Illustration de la linéarisation d'une enveloppe de rupture d'un joint rocheux au cisaillement et de la cohésion apparente	36
4.1	Schéma simplifié des deux protocoles de fabrication des répliques	51
4.2	Profilomètre laser utilisé pour cette étude	52
4.3	Exemple d'une distribution de Z_2^+ des 160 profils d'une réplique donnée	53
4.4	Fonctionnement de l'algorithme de calcul des indicateurs de rugosité. Dans un premier temps, les bords de la surface sont découpés (a). Les indicateurs de rugosité sont alors calculés par profils (b) avant d'être estimés pour la surface entière via une moyenne (c).	54
4.5	Schéma de la presse hydraulique MTS utilisée pour les essais de cisaillement directs	54
4.6	Visualisation des surfaces maillées dans Matlab. Les échelles de couleurs sont différentes d'une numérisation à l'autre et la flèche représente le sens de cisaillement.	57
4.7	Profils centraux des 4 types de rugosités utilisées pour fabriquer les répliques de joint. La flèche représente le sens de cisaillement.	58
4.8	Illustration des deux états d'endommagement	59
4.9	Vue idéalisée des deux emboîtements, parfait (a) et correct (b), considérés dans l'étude	60
4.10	Illustration schématique de l'effet de l'intervalle de σ_N sur la régression linéaire de Mohr-Coulomb	62
4.11	Résumé du dispositif expérimental	64
5.1	Courbes de cisaillement pour les 4 joints étudiés	68
5.2	Photographie des surfaces des répliques avant et après l'essai de cisaillement. On remarque bien les deux types d'endommagement, témoins des mécanismes de cisaillement : en bleu le rainurage qui a lieu autour des ondulations et qui traduit du glissement et en rouge l'arrachement, synonyme de cisaillement des aspérités.	69
5.3	Courbes de dilatance pour les 4 joints étudiés	70
5.4	Régressions de Mohr-Coulomb au pic de cisaillement	72
5.5	Régressions de Mohr-Coulomb en résiduel	73
5.6	Courbes de cisaillement pour les 4 joints endommagés Endo_1	77
5.7	Courbes de dilatance pour les 4 joints endommagés Endo_1	78
5.8	Photographie des surfaces des répliques entre chaque essai de cisaillement	80
5.9	Régressions de Mohr-Coulomb pour les joints intacts Endo_0 et endommagés Endo_1	81

5.10	Illustration schématique de la perte d'emboîtement suite à un endomagement par cisaillement d'une réplique de joint	83
5.11	Courbes de cisaillement obtenues pour l'essai sur le joint correctement (-) emboîté	86
5.12	Courbes de dilatance obtenues pour l'essai sur le joint correctement (-) emboîté	87
5.13	Régressions linéaires de Mohr-Coulomb pour les joints parfaitement (+) et correctement (-) emboîtés	88
5.14	Courbes de cisaillement obtenues pour les essais conduits sur des joints dont les propriétés mécaniques varient	91
5.15	Courbes de dilatance obtenues pour les essais conduits sur des joints dont les propriétés mécaniques varient	92
5.16	Régressions linéaires de Mohr-Coulomb pour les joints dont les propriétés mécaniques varient	94
5.17	Courbes de cisaillement des joints hétérogènes	96
5.18	Courbes de dilatance des joints hétérogènes	98
5.19	Régression linéaire de Mohr-Coulomb pour les joints hétérogènes	99
5.20	Régressions linéaires de Mohr-Coulomb sur les intervalles 100-600 kPa et 600-1000 kPa	103
6.1	Comportement d'un joint lors d'un essai de cisaillement CNC selon le modèle mécanique de Mohr-Coulomb	113
6.2	Comportement d'un joint lors d'un essai de cisaillement CNC selon le modèle mécanique de Continuous-Yielding	116
7.1	Comparaison entre les valeurs de cohésion apparente expérimentales et issues des lois numériques développées	121
7.2	Comparaison entre les valeurs d'angle de frottement de pic expérimentaux et issues des lois numériques développées	121
7.3	Comparaison entre les valeurs d'angle de frottement résiduel expérimentaux et issues des lois numériques développées	122
7.4	Comparaison entre les valeurs d'angle de dilatance expérimentaux et issues des lois numériques développées	124
7.5	Exemple du calcul de la raideur tangentielle pour J4 sous 200 kPa de contrainte normale	125
7.6	Comparaison entre les valeurs de raideurs tangentielles expérimentales et issues des lois numériques développées	126
7.7	Résultats des essais de fermeture réalisés sur J1, J2, J3 et J4	127
7.8	Comparaison entre les valeurs de raideurs normales expérimentales et issues des lois numériques développées	128
7.9	Comportement de J1 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental.	130

7.10	Comportement de J2 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental. .	130
7.11	Comportement de J3 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental. .	131
7.12	Comportement de J4 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental. .	131
7.13	Calibration du modèle C-Y	134
7.14	Comparaison entre les valeurs de ϕ_m^i issues de la calibration et des lois numériques développées	135
7.15	Comparaison entre les valeurs de ϕ issues de la calibration et des lois numériques développées	135
7.16	Comparaison entre les valeurs de R issues de la calibration et des lois numériques développées	136
7.17	Comportement de J1 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.	137
7.18	Comportement de J2 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.	137
7.19	Comportement de J3 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.	138
7.20	Comportement de J4 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.	138
8.1	Modélisation 2D du massif rocheux de fondation	143
8.2	Proportion de joints ayant atteint leur résistance en cisaillement en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation	146
8.3	Joints à leur limite de résistance au cisaillement, en rouge. Conditions CNE	148
8.4	Joints à leur limite de résistance au cisaillement, en rouge. Conditions CE149	
8.5	Déplacements totaux pour un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont lisses. Attention les échelles de couleurs sont différentes d'une vue à l'autre	150
8.6	Déplacements totaux pour la fondation un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont lisses. Attention les échelles de couleurs sont différentes d'une vue à l'autre	151
8.7	Déplacements totaux pour un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont très rugueuses	152
8.8	Déplacements observés en crête de l'ouvrage en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation	153
8.9	Déplacements observés dans la fondation amont de l'ouvrage en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation	154
8.10	Évolution du FSG en fonction de la rugosité du joint (et donc la cohésion apparente)	155

Liste des tableaux

1.1	Description de quelques indicateurs statistiques communs en mécanique des roches, permettant d'estimer la rugosité d'un joint	16
4.1	Exemple pour une réplique donnée, des moyennes des indicateurs de rugosité et écarts-types associés	53
4.2	Indicateurs de rugosités pour les surfaces étudiées. \emptyset correspond à la valeur moyenne et σ à l'écart-type.	56
4.3	Propriétés mécaniques des mortiers utilisés pour l'étude. \emptyset correspond à la valeur moyenne et σ à l'écart-type.	61
4.4	Nombre d'essais de cisaillement entrepris par facteur d'influence étudié	63
5.1	Contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle, pour l'étude de l'influence de la rugosité. Toutes les valeurs sont en MPa	67
5.2	Valeurs des angles de dilatance et de contractance enregistrées lors de l'étude de l'influence de la rugosité	71
5.3	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés au pic de cisaillement	72
5.4	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés en résiduel	73
5.5	Valeurs des différents indicateurs de rugosité étudiés pour les répliques Endo_0 et Endo_1	75
5.6	Contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle, pour l'étude de l'influence de l'endommagement. Toutes les valeurs sont en MPa	76
5.7	Valeurs des angles de dilatance et de contractance enregistrées lors de l'étude de l'influence de l'endommagement.	79
5.8	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés : intacts et endommagés	82
5.9	Contraintes de cisaillement enregistrées lors de l'étude de l'influence de l'emboîtement	86
5.10	Valeurs de contractance et des angles de dilatance obtenues pour les joints correctement emboîtés.	87
5.11	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints parfaitement (+) et correctement (-) emboîtés	88
5.12	Contraintes de cisaillement pour des joints dont les propriétés mécaniques varient	91

5.13	Valeurs de contractance et d'angle de dilatance pour des joints dont les propriétés mécaniques varient	93
5.14	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues pour des joints ayant des propriétés mécaniques différentes	94
5.15	Contraintes de cisaillement pour des joints dont le type de contact varie	97
5.16	Valeurs d'angle de dilatance et de contractance pour les joints dont le type de contact varie	98
5.17	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues pour des joints dont le type de contact varie	100
5.18	Comparaison des τ_{Pic} obtenus pour des essais de cisaillement sur répliques de joint dans les mêmes conditions expérimentales	102
5.19	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement selon l'intervalle de σ_N considéré	104
7.1	Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement utilisées pour développer un modèle mécanique de Mohr-Coulomb	119
7.2	Valeurs moyennes des angles de dilatance obtenus lors de l'étude expérimentale	123
7.3	Valeurs des raideurs tangentiels pour chaque joint issues de l'étude expérimentale	125
7.4	Valeurs des contraintes tangentiels de pic et résiduelles selon le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et enregistrées expérimentalement.	132
7.5	Valeurs retenues pour chacun des joints pour les paramètres du modèle mécanique C-Y	135
7.6	Valeurs des résistances au cisaillement de pic et résiduelle, angle de dilatance obtenues avec les essais numériques C-Y et écart avec l'expérimental	139
8.1	Données géologiques des trois familles de discontinuités présentes dans le massif granitique de fondation du barrage	143
8.2	Proportion de joints ayant atteint leur résistance en cisaillement	146
8.3	Déplacements enregistrés en crête du barrage et dans le massif de fondation pour les différentes conditions de chargement	153

Liste des acronymes

CFBR

Comité Français des Barrages et Réservoirs.

CIGB

Commission Internationale des Grands Barrages.

CNC

Charge Normale Constante.

FSG

Facteur de Sécurité au Glissement.

ISRM

Société Internationale de Mécanique des Roches (International Society for Rock Mechanics).

KNC

Rigidité Normale Constante.

MED

Modélisations aux Éléments Discrets.

MEF

Modélisations aux Éléments Finis.

Liste des symboles

τ	Contrainte de cisaillement.
σ_N	Contrainte normale.
τ_{Pic}	Contrainte de cisaillement maximale obtenue lors d'un essai.
$\tau_{Résiduelle}$	Contrainte de cisaillement résiduelle obtenue lors d'un essai.
Δ_U	Déplacement tangentiel lors d'un essai de cisaillement.
Δ_V	Déplacement vertical lors d'un essai de cisaillement.
σ_C	Résistance à la compression uniaxiale.
E	Module de Young.
σ_t	Résistance à la traction.
ϕ_b	Angle de frottement de base.
C_{app}	Cohésion apparente.
ϕ	Angle de frottement.
dN	Angle de dilatance au pic de cisaillement.
Δ_{Vmax}	Valeur maximale de contractance.
K_n	Raideur normale d'un joint.
K_s	Raideur tangentielle d'un joint.

Introduction

Contexte

Les barrages ont toujours été des infrastructures importantes pour les sociétés humaines, de par les multiples fonctions qu'ils assurent : adduction en eau, gestion des sécheresses, des crues, production d'hydro-électricité, irrigation, etc. Cependant, du fait du dérèglement climatique (sécheresses et crues extrêmes), de la nécessité d'un développement durable (stockage d'énergie, électricité verte) et à l'heure où près de 800 millions de personnes n'ont toujours pas accès à une eau de boisson (Aubry 2019), les enjeux stratégiques liés à la gestion de l'eau et donc aux barrages sont décuplés et peuvent être source de vives tensions géopolitiques. Nous pouvons citer les exemples de la construction du barrage de la Renaissance sur le Nil, de la gestion des eaux du Jourdain, du Colorado ou de l'Indus (Aubry 2019).

Les barrages peuvent être de différentes tailles, de différents types (remblai, poids, voûte, contreforts) et construits à des époques diverses avec des matériaux très divers. Les barrages-poids par exemple, sont des structures massives résistant mécaniquement à la poussée de l'eau par leur géométrie et leur poids propre. Ces ouvrages, généralement fondés sur des massifs rocheux étaient historiquement construits en maçonnerie alors que les barrages-poids modernes sont désormais faits de béton ou de béton maigre compacté au rouleau.

Le référencement des ouvrages s'effectue classiquement selon leur taille. Ainsi, nous distinguons les "grands barrages" au sens de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), dont la hauteur est supérieure à 15 m ou la retenue d'eau de plus de 3 000 000 m³ (ICOLD 2011). Une récente mise à jour (septembre 2019) du registre mondial de la CIGB en recense près de 58 000 à travers le monde. En France, le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) dénombre 522 grands barrages, dont 136 barrages-poids (CFBR 2020).

Les événements récents au Brésil (Brumadinho¹), ou plus anciens en France (Malpas-et², Bouzey³) montrent que les barrages sont des ouvrages sensibles. Les risques et enjeux liés aux barrages sont importants et c'est pourquoi la réglementation française s'est dotée d'un cadre réglementaire rigoureux, qui prévoit pour les gestionnaires de

1. 2019, 270 décès (Mendonça, 2020)

2. 1959, 423 décès (Lestienne, 2014)

3. 1895, 87 décès (Munier, 2015)

grands barrages, la réalisation de revues périodiques de sûreté et d'études de dangers dans le but de justifier la stabilité de leur ouvrage (Peyras et al. 2010). Cependant, cette justification est parfois complexe puisque, avec le vieillissement, des ouvrages considérés comme stables durant de longues décennies peuvent ne plus l'être au regard des pratiques les plus récentes (EPRI 1990).

Un des modes de rupture des barrages-poids est l'état limite de cisaillement, qui peut se produire le long des discontinuités inhérentes à ces ouvrages. Le comportement des barrages-poids est fortement influencé par la présence de ces discontinuités dont nous distinguons trois types (CFBR 2012) : les joints de reprise de bétonnage (béton-béton) liés à la construction du barrage, l'interface roc-béton de fondation, et les discontinuités au sein du massif rocheux (roc-roc) liées à la géologie du site. Les guides écrits par la profession suggèrent la réalisation d'essais expérimentaux et l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb, sur une plage de contraintes normales analogues à celles observées in situ, pour évaluer la résistance au cisaillement de ces discontinuités (CFBR 2012).

Pour les discontinuités rocheuses non liées de la fondation, cette méthodologie fait apparaître la notion de cohésion apparente dans le critère de Mohr-Coulomb. Au contraire de la cohésion réelle, la cohésion apparente n'est pas un lien physique mais correspond à un terme de résistance additionnelle, provenant essentiellement de l'emboîtement des aspérités soumises au cisaillement (Patton 1966a ; Richards 1975). En pratique, les recommandations professionnelles suggèrent le plus souvent, dans une démarche sécuritaire, de ne pas utiliser la cohésion apparente dans les calculs de stabilité d'un barrage sans démonstration scientifique (Hydro-Québec 2003 ; CFBR 2012).

Cette démarche sécuritaire est généralement justifiée par la méconnaissance des facteurs d'influence de la cohésion apparente et de ses conditions d'application à l'échelle d'un ouvrage. Mais elle est aussi conservatrice, car cela revient à priver le barrage d'un paramètre de résistance additionnelle qui dépend notamment de la rugosité et de l'emboîtement des discontinuités (Richards 1975). Dans le contexte de vieillissement des ouvrages et des difficultés évoquées plus haut de justification de leur stabilité, une telle pratique peut conduire les gestionnaires à planifier des investissements de réhabilitation non nécessaires ou alors mal ciblés.

Problématique et objectifs

Le sujet de thèse qui est proposé vise à mieux comprendre le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses dans les fondations de barrages. D'un point de vue opérationnel, cela permettrait de répondre aux interrogations des guides professionnels sur la notion de cohésion apparente. Deux objectifs scientifiques serviront de jalons au projet :

1. déterminer expérimentalement les facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse.

2. développer un modèle mécanique numérique reproduisant le comportement d'une discontinuité rocheuse au cisaillement en tenant compte des facteurs d'influence étudiés, et extrapoler ensuite ce modèle à l'échelle d'un barrage-poids.

Organisation du manuscrit

Le travail de recherche s'articule autour de trois parties distinctes.

Dans une première partie, nous effectuerons un état des connaissances sur le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées. Un premier chapitre s'attarde ainsi particulièrement sur les essais expérimentaux, facteurs d'influence et critères de rupture au cisaillement des discontinuités rocheuses. Nous aborderons également au cours de ce chapitre la Modélisations aux Éléments Discrets (MED) et les différents modèles mécaniques utilisés pour décrire le comportement des discontinuités rocheuses. Un deuxième chapitre aborde ensuite les recommandations en mécanique des roches et dans la profession des barrages pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des discontinuités non liées. Ces deux chapitres permettent d'amener la proposition de thèse, qui précise les questions scientifiques, les objectifs et contributions attendues du projet.

La deuxième partie du manuscrit détaille les travaux expérimentaux menés au laboratoire de mécanique des roches de l'Université de Sherbrooke. Un premier chapitre présente les dispositions expérimentales prises afin d'évaluer les facteurs d'influence du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses : essais de cisaillement direct, détermination et caractérisation des facteurs d'influence étudiés. Le second chapitre présente l'ensemble des résultats obtenus, des discussions originales sur le comportement au cisaillement observé ainsi que des valeurs de cohésion apparente.

La troisième partie présente les travaux numériques. Un premier chapitre présente les différents modèles mécaniques qui sont utilisés afin de modéliser numériquement le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses. Dans le deuxième chapitre, l'accent est mis sur l'écriture et le développement de lois empiriques reliant la rugosité des discontinuités aux paramètres de modèles numériques tels que Mohr-Coulomb ou Continuous-Yielding. Plusieurs relations mathématiques sont proposées et comparées. Les relations retenues sont alors incorporées dans les modèles mécaniques présentés. Le but est alors de reproduire numériquement le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses que nous avons observé lors des essais expérimentaux. Un troisième chapitre s'intéresse à l'utilisation, à l'échelle de l'ouvrage, des lois et modèles mécaniques développés. Le rôle de la rugosité des discontinuités sur le comportement d'un barrage-poids fictif face à différents cas de chargement est étudié.

Première partie :

**Mise en contexte du comportement
au cisaillement des discontinuités
rocheuses non liées et de
l'évaluation de la stabilité des
barrages-poids**

Partie introductive

La partie introductive de la thèse, dédiée à la présentation du contexte du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses et au calcul des barrages-poids associés se compose de trois chapitres. Le premier chapitre s'articule autour des discontinuités rocheuses et de leur comportement mécanique face à des sollicitations normales et tangentielles. Le second chapitre se concentre sur la résistance au cisaillement des joints et permet d'avoir un aperçu des différentes pratiques professionnelles visant à son évaluation. Enfin, le dernier chapitre expose, sur la base d'une synthèse de la revue de littérature réalisée, la question scientifique et la proposition de thèse.

Sommaire

1	Comportement mécanique des discontinuités rocheuses non liées	7
1.1	Description des massifs rocheux	7
1.2	Comportement des joints sous charge normale - Essais de fermeture . .	9
1.3	Comportement des joints sous charge tangentielle - Essais de cisaillement direct	11
1.3.1	Description des essais	11
1.3.2	Facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux	13
1.3.2.1	La contrainte normale	13
1.3.2.2	La rugosité du joint	13
1.3.2.3	Les propriétés mécaniques de la roche	17
1.3.2.4	L'emboîtement du joint	17
1.3.2.5	Présence d'un matériau de remplissage	18
1.3.2.6	Effet d'échelle	19
1.3.2.7	Synthèse des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse	19
1.4	Critères de rupture au cisaillement des joints rocheux	20
1.4.1	Critère de Mohr-Coulomb	20
1.4.2	Critère de Patton	20
1.4.3	Critère de Barton	22
1.4.4	Critère de Grasselli	24
1.4.5	Synthèse des critères présentés et autres modèles existants . . .	24
1.5	Lois de comportement des joints rocheux en cisaillement	26
1.6	La Modélisation par Éléments Discrets	27
1.6.1	Principes de fonctionnement	27
1.6.1.1	Détection des contacts	28
1.6.1.2	Lois de contacts	29
1.6.1.3	Vers l'actualisation de la position des particules . . .	30

1.6.2	Utilisation de méthodes MED pour modéliser des discontinuités rocheuses	31
1.7	Synthèse du chapitre	33
2	Recommandations professionnelles pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des discontinuités non liées	34
2.1	Recommandations de l'ISRM	34
2.2	Justification au cisaillement des discontinuités des barrages-poids . . .	36
2.2.1	Pratique en France	37
2.2.2	Pratique au Canada	37
2.2.3	Pratiques aux États-Unis	38
2.2.4	Synthèse des pratiques professionnelles	39
2.3	La cohésion apparente dans la littérature	39
2.3.1	Articles de recherche	39
2.3.2	Rapports techniques	40
2.3.3	Facteurs d'influence de la cohésion apparente	41
2.4	Synthèse	41
3	Proposition de thèse	43
3.1	Problématique	43
3.2	Questions de recherche	44
3.3	Objectifs spécifiques	46
3.4	Contributions originales de ce travail	46

Chapitre 1.

Comportement mécanique des discontinuités rocheuses non liées

1.1. Description des massifs rocheux

De nombreux ouvrages de génie civil comme les barrages-poids sont fondés sur des massifs rocheux. Afin d'être en mesure de proposer des calculs de dimensionnement et de stabilité les plus précis et fiables possible, les ingénieurs et scientifiques cherchent à caractériser du mieux possible de tels terrains. La description des massifs rocheux et de leur comportement est généralement effectuée à l'aide de campagnes de reconnaissances géologiques ou expérimentales. Ainsi en mécanique des roches, un massif rocheux correspond à l'ensemble de la matrice rocheuse le constituant et des discontinuités qui la parcourent (Chalhoub 2010). Les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse, qui n'est pas abordée dans ce travail de thèse, correspondent à l'agglomération et à l'agencement des différents minéraux, leur texture, à la microfissuration et à la porosité de la roche (Landry et al. 2013).

Les discontinuités sont quant à elles des éléments géologiques découpant les massifs rocheux et qui influencent fortement leur comportement hydromécanique (Landry et al. 2013). Les discontinuités sont généralement classées en fonction de leur origine géologique. Parmi les différents types de discontinuités présentées par Wyllie et Mah (2004), nous retiendrons principalement les trois classes suivantes, communément observables à l'échelle d'un ouvrage de génie civil : les failles, les diaclases et les joints de stratification.

Les diaclases correspondent à des fractures sans déplacement relatif entre les blocs, au contraire des failles (Landry et al. 2013). Généralement, les diaclases ont tendance à se répéter dans un massif et sont regroupées en familles en fonction de leur orientation. Les joints de stratification correspondent aux différents dépôts sédimentaires qui peuvent être observés dans un massif rocheux. En pratique cependant, le terme "joint" est souvent utilisé pour évoquer les diaclases (Landry et al. 2013). Pour s'affranchir de ces subtilités taxinomiques, précisons que nous utiliserons les termes "discontinuité" et "joint" dans la suite de ce travail sans faire de distinctions.

La reconnaissance du massif rocheux a pour objectif de regrouper les différents joints en fonction de leur classe, de leur orientation (azimut et pendage) et de différents paramètres tels que l'espacement, la persistance, la rugosité, l'ouverture ou le remplissage (Wyllie et Mah 2004 ; ISRM 1978). Ces paramètres, illustrés sur la Figure 1.1, sont définis comme suit :

- l'espacement : distance entre deux discontinuités d'une même famille ;
- la persistance : caractérise la continuité des joints dans le massif ;
- la rugosité : irrégularités topographiques observables à la surface du joint ;
- l'ouverture : distance entre deux blocs séparés par une discontinuité ;
- le remplissage : présence dans l'ouverture de matériaux fins (argiles, sédiments, roche broyée ...).

Cependant, la définition de ces paramètres géométriques ne donne que très peu d'indices sur le comportement mécanique général du massif rocheux et la réalisation d'essais expérimentaux reste donc indispensable. Les essais expérimentaux évoqués dans la partie suivante permettent d'apprécier le comportement mécanique des joints d'un massif rocheux sous une charge normale ou tangentielle.

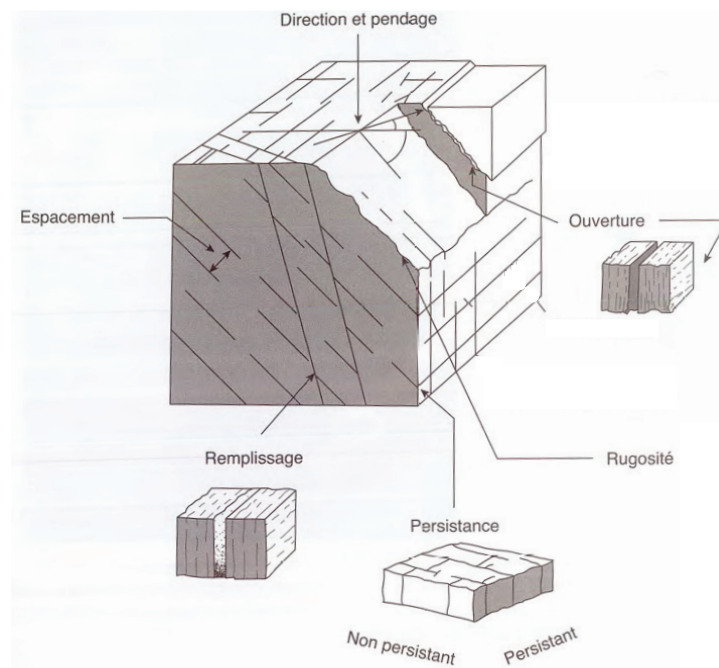


Figure 1.1. – Illustration des différents paramètres permettant la description des discontinuités d'un massif rocheux, adapté de (Landry et al. 2013) et de (Wyllie et Mah 2004)

1.2. Comportement des joints sous charge normale - Essais de fermeture

Les essais de fermeture consistent à analyser les déplacements relatifs d'un joint sous l'application d'une contrainte normale. Un des objectifs de ces essais est de déterminer la valeur de la rigidité normale K_n du joint, qui permet de décrire le comportement du joint sous l'application d'une charge normale. La Figure 1.2 montre un essai de fermeture en cours de réalisation sur une discontinuité rocheuse.

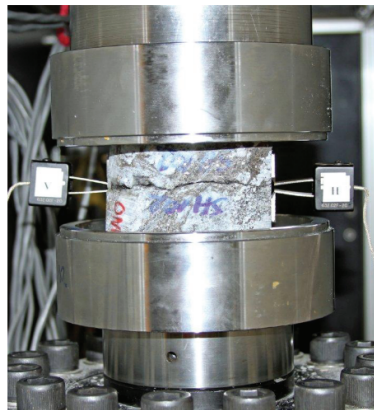


Figure 1.2. – Photographie d'un essai de fermeture (Jacobsson et al. 2016)

Expérimentalement, les essais de fermeture ressemblent aux essais qui permettent de déterminer le module de Young d'un matériau. Le principe consiste à enregistrer les déplacements relatifs d'une discontinuité sous l'application d'une contrainte normale donnée.

Comme le montre la Figure 1.3, un échantillon de roche comprenant un joint (1) est placé dans une presse uniaxiale contrôlée en déplacement. Au fur et à mesure de l'avancée de l'essai, les déplacements relatifs normaux sont enregistrés à l'aide d'extensomètres (2) et l'effort normal avec une cellule de charge (3). Il existe deux possibilités quant à la position des extensomètres sur l'échantillon. Soit, comme sur les Figures 1.2 et 1.3, les extensomètres sont proches de la discontinuité et les déplacements relatifs enregistrés lors de l'essai correspondent aux déformations du joint. Soit les extensomètres se trouvent sur le haut de l'échantillon et, dans ce cas, les déplacements relatifs enregistrés correspondent aux déformations du joint et de la roche sous l'application de la contrainte normale.

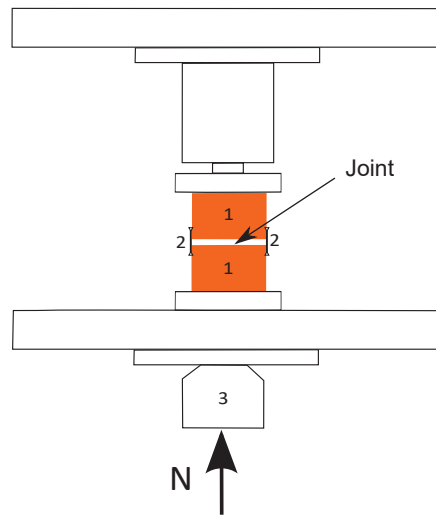


Figure 1.3. – Schéma de la presse hydraulique MTS utilisée pour les essais de fermeture

Généralement, plusieurs cycles de charge-décharge consécutifs sont effectués pour déterminer la raideur normale d'une discontinuité (Bandis et al. 1983 ; Marache 2002). Cette disposition permet d'éviter d'éventuels biais qui seraient liés à un mauvais emboîtement initial des épontes. Ainsi, le premier cycle permet d'emboîter correctement les épontes du joint afin que les déformations enregistrées sur les cycles suivants correspondent à la déformation de la discontinuité seulement et non à un changement de son état d'emboîtement. C'est sur les derniers cycles de chargement qu'est calculée la raideur normale du joint (K_n), qui correspond en fait à la pente de la courbe contrainte normale (σ_N)-déplacements relatifs (ΔV) (Figure 1.4). La Figure 1.4 montre aussi l'importance des cycles puisque l'ouverture initiale du joint est très différente de l'ouverture finale (0,15 mm d'écart). La valeur de fermeture de l'échantillon dépend également de la contrainte normale et est généralement bornée par une valeur maximale.

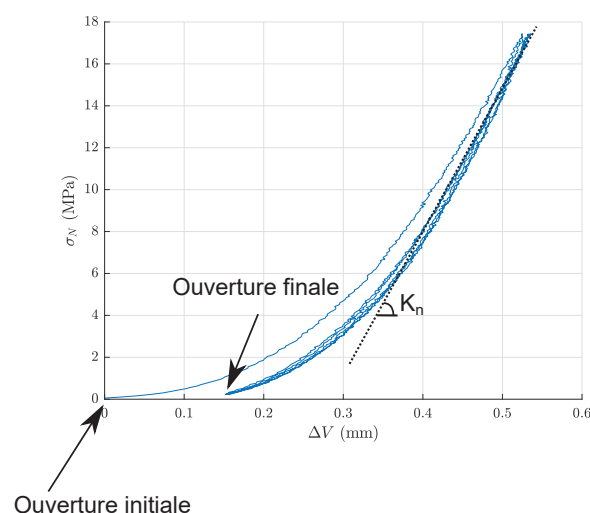


Figure 1.4. – Exemple de réponse d'un joint sous un essai de fermeture

1.3. Comportement des joints sous charge tangentielle - Essais de cisaillement direct

1.3.1. Description des essais

Le comportement sous charge tangentielle d'un joint rocheux est analysé à l'aide d'essais de cisaillement. Ces essais consistent à mettre en mouvement, sous l'application d'une vitesse tangentielle constante, une des épontes du joint pendant que l'autre reste immobile (Figure 1.5).

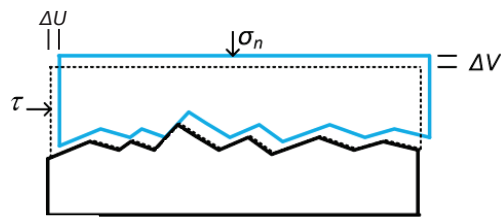


Figure 1.5. – Schéma de principe d'un essai de cisaillement direct, adapté de (Kumar et Verma 2016)

Comme évoqué par Gasc-Barbier et Hantz (2019), on distingue deux grands types d'essais de cisaillement : soit les essais de cisaillement sont dits à Charge Normale Constante (CNC), soit à Rigidité Normale Constante (KNC). La distinction entre les deux types d'essais correspondant au type de contrôle qui est appliqué sur la contrainte normale durant l'essai.

Dans le cas d'essais CNC, la charge normale est maintenue constante tout au long de l'essai de cisaillement. Ces essais sont bien adaptés pour appréhender le comportement au cisaillement d'une discontinuité soumise généralement à de faibles contraintes normales (discontinuités situées à de faibles profondeurs, stabilité de bloc, de pentes, d'un barrage ...). La Figure 1.5 schématise un essai de cisaillement CNC : lors de l'essai, l'éponte supérieure est soumise à une contrainte normale σ_N et à un déplacement tangentiel Δ_U . La contrainte tangentielle τ est enregistrée et, en fonction de la morphologie du joint, l'éponte supérieure est en mesure d'expérimenter un déplacement normal Δ_V .

Au contraire, à des profondeurs plus importantes (tunnels ou travaux miniers), les déplacements normaux sont limités du fait du confinement et des fortes contraintes normales qui s'appliquent sur le joint. Les essais de cisaillement KNC permettent de prendre en compte cette réalité : la rigidité ($K = \frac{\sigma_N}{\Delta_V}$) est maintenue constante. En d'autres termes, dès que l'éponte du joint subit un déplacement normal lié au mouvement tangentiel, la contrainte normale est ajustée afin de maintenir le ratio $\frac{\sigma_N}{\Delta_V}$ constant. Pour la suite de ce travail, qui consiste à évaluer le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses dans le contexte des barrages-poids (donc

sous de faibles contraintes normales), ces essais seront laissés de côté et nous nous concentrerons sur les essais CNC.

La réalisation d'essais CNC est encadrée par plusieurs normes qui permettent d'assurer leur bon déroulement et la validité des résultats obtenus (Muralha et al. 2014 ; ASTM D5607-16 2016). Lors des essais CNC, le déplacement normal (Δ_V) et tangentiel (Δ_U), la contrainte normale (σ_N) appliquée sur l'échantillon et la contrainte de cisaillement (τ) sont enregistrés. Les courbes types $\tau = f(\Delta_U)$ et $\Delta_V = f(\Delta_U)$ sont ensuite tracées (Figure 1.6) et permettent alors d'interpréter le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses.

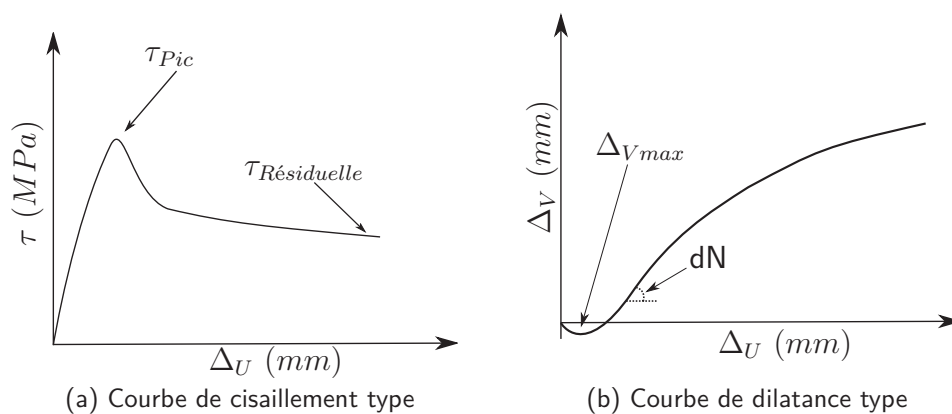


Figure 1.6. – Courbes de résultats produites par un essai de cisaillement direct en conditions CNC

Ces courbes permettent en effet d'analyser le comportement du joint lors de l'essai, en faisant notamment ressortir les contraintes de cisaillement τ_{Pic} et $\tau_{Résiduelle}$ et les déplacements normaux à l'aide des grandeurs dN et Δ_{Vmax} .

- τ_{Pic} est la contrainte de cisaillement maximale enregistrée pendant l'essai donc la résistance au cisaillement du joint ;
- $\tau_{Résiduelle}$ est la contrainte de cisaillement résiduelle, c'est-à-dire en fin d'essai ;
- dN est l'angle de dilatance et correspond au maximum de l'angle formé par le ratio $\frac{\Delta V}{\Delta U}$. En général ce maximum est atteint lors du pic de cisaillement ;
- Δ_{Vmax} est appelé à la contractance, c'est-à-dire le déplacement vertical de contraction maximal du joint, enregistré sous l'application de la contrainte normale σ_N .

De nombreux travaux de recherche se sont intéressés ces 50 dernières années aux facteurs influençant le cisaillement des joints rocheux. Les différentes parties présentées ci-dessous visent à effectuer un état de lieux non exhaustif de différents facteurs qui ont été étudiés et de leurs effets observés sur le comportement au cisaillement des joints.

1.3.2. Facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux

1.3.2.1. La contrainte normale

L'influence de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux est facilement concevable. En effet, plus la contrainte normale appliquée sur une éponte de joint est élevée et plus il est difficile de la mettre en mouvement. Si cette simplification est vraie, elle est néanmoins à nuancer pour les joints rocheux puisqu'il a été montré qu'il existait différents modes de cisaillement qui dépendent de la valeur de contrainte normale à laquelle le joint est soumis (Engelder et Scholz 1976 ; Z. Y. Yang et Chiang 2000). À de faibles contraintes normales, les épontes ont tendance à glisser l'une sur l'autre alors qu'à des contraintes normales plus élevées, les aspérités des épontes sont cisailées.

Généralement, les travaux qui portent sur le cisaillement des joints rocheux sont réalisés à l'aide d'essais de cisaillement menés sous différentes valeurs de contraintes normales. En plus des résultats évoqués ci-dessus, il est généralement admis que les résistances au cisaillement (pic ou résiduelle) augmentent avec la valeur de contrainte normale appliquée lors de l'essai. Une contrainte normale élevée va également avoir tendance à favoriser la contractance du joint alors qu'au contraire, la dilatance sera limitée (Kumar et Verma 2016 ; Patton 1966a ; Bandis et al. 1983 ; Schneider 1976).

1.3.2.2. La rugosité du joint

Une surface est dite rugueuse si elle présente des aspérités ou des irrégularités (Larousse 2020). Cette définition de la rugosité ne fait cependant pas état de l'échelle des irrégularités et, en mécanique des roches, on distingue différents types de rugosité, selon l'échelle d'observation (Patton 1966b). Tout d'abord la rugosité à l'échelle microscopique, dépendant de la minéralogie de la roche et de l'agencement spatial des minéraux et à l'échelle du laboratoire ensuite, avec les notions d'aspérités et d'ondulations (ISRM 1978).

La Figure 1.7 illustre la différence entre les aspérités qui sont des variations nettes et brutales d'altitude qui présentent généralement des pentes importantes et les ondulations, qui correspondent à des changements d'altitude moins brutaux, mais dont l'étalement spatial est plus grand. Généralement, les aspérités sont qualifiées de rugosité du second ordre et les ondulations de rugosité du premier ordre (Patton 1966b ; Kana et al. 1996). Il est cependant important de préciser que la distinction entre une aspérité et une ondulation dépend fortement de l'échelle d'observation.



Figure 1.7. – Illustration de la notion d'aspérité et d'ondulation sur un profil de discontinuité rocheuse

À l'échelle du laboratoire et de l'échantillon, il est nécessaire, maintenant que la rugosité a été définie, de pouvoir l'évaluer. Si les techniques permettant de caractériser la rugosité sont aujourd'hui principalement dites statistiques du fait des bonnes performances des profilomètres lasers actuels, les anciennes méthodes visuelles permettent une bonne compréhension de la rugosité d'un joint et servent aujourd'hui encore de technique de référence.

Les méthodes visuelles de caractérisation de la rugosité d'un joint

Ces méthodes reposent sur la comparaison visuelle de la morphologie d'un joint avec des abaques. Un peigne sert à relever la morphologie de différents profils d'une discontinuité et la rugosité des profils est successivement évaluée à l'aide d'abaques, en fonction de leur allure. Il existe deux abaques principaux, servant de référence : celui de l'ISRM, qui classe les profils d'un joint de lisse et plan à rugueux et échelonné (ISRM 1978) et celui de Barton (Barton et Choubey 1977). La Figure 1.8 présente ces deux abaques.

Développé empiriquement, l'abaque de Barton a l'avantage de relier la rugosité d'un profil de joint à une note numérique (le JRC, *Joint Roughness Coefficient*), là où la description de la rugosité de l'abaque de l'ISRM reste qualitative. Ainsi, pour Barton, un joint parfaitement lisse a un JRC de 0 tandis qu'un joint très rugueux a un JRC de 20. Barton a utilisé ce coefficient JRC pour développer un critère de résistance au cisaillement (voir la partie 1.4) et l'utilisation du JRC reste à ce jour très présente dans la littérature scientifique pour décrire la rugosité d'un joint. Ainsi, de nombreuses méthodes d'analyse de rugosité visent à évaluer la valeur du JRC d'un joint par l'intermédiaire de paramètres statistiques.

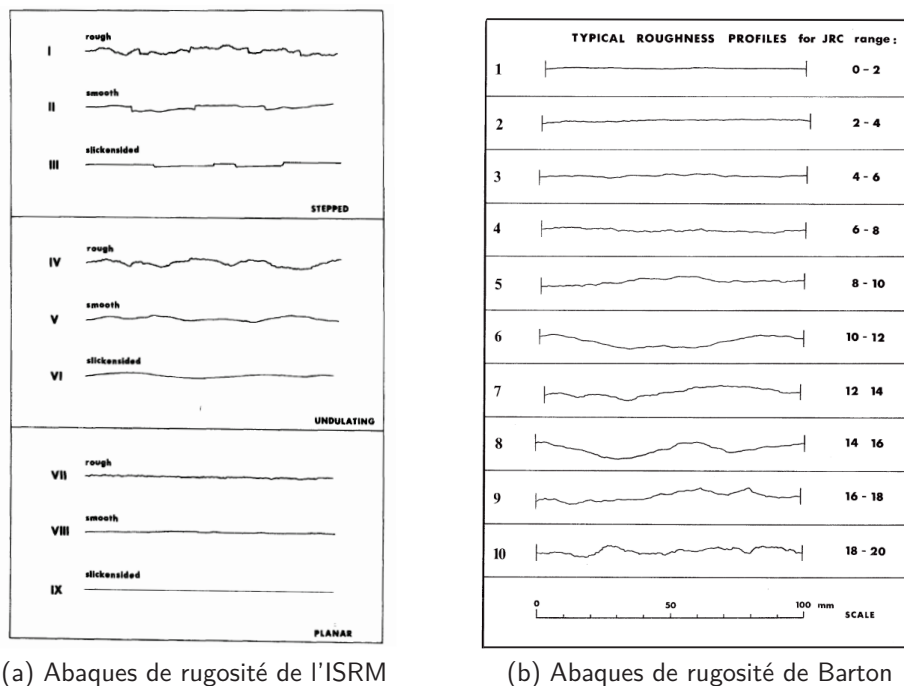


Figure 1.8. – Abaques utilisés pour quantifier visuellement la rugosité d'un joint, selon (ISRM 1978 ; Barton et Choubey 1977)

Les méthodes statistiques de caractérisation de la rugosité d'un joint

En effet, comme l'ont montré Beer et al. (2002), la méthode visuelle développée par Barton est soumise à l'appréciation de l'ingénieur et est donc subjective. Au cours des dernières décennies, avec le développement des moyens numériques (profilomètres lasers, logiciels d'acquisition spatiale, ordinateurs), de nouvelles méthodes, dites statistiques sont apparues, visant à évaluer la rugosité d'un joint par l'intermédiaire d'indicateurs.

Le Tableau 1.1 résume ainsi différents indicateurs de rugosité parmi les plus utilisés en mécanique des roches, leurs domaines d'application et leurs formulations mathématiques respectives. D'excellents travaux de référencement et présentant le large panel de méthodes existantes sont à consulter pour plus de détails (Maerz et al. 1990 ; Y. Li et Y. Zhang 2015 ; Y. Li et Huang 2015 ; H. Jang, Kang et al. 2014 ; Magsipoc et al. 2019).

Tableau 1.1. – Description de quelques indicateurs statistiques communs en mécanique des roches, permettant d'estimer la rugosité d'un joint

Indicateur	Description	Formulation	Usage
k	\neq entre l'altitude maximale et minimale du joint	$k = z_{max} - z_{min}$	Global
CLA	Moyenne arithmétique des altitudes	$CLA = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N z_i$	Global
A_i	Angle moyen des aspérités	$A_i = \arctan \left(\frac{1}{L} \sum_{i=1}^N z_{i+1} - z_i \right)$	Directionnel
Z_2	Pente topographique du joint	$Z_2 = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x} \right)^2 \right]^{1/2}$	Directionnel
Z_4	Ratio entre les longueurs des pentes s'opposant au cisaillement et la longueur du joint	$Z_4 = \frac{\sum x_{i+} - \sum x_{i-}}{\sum x_{i+} + \sum x_{i-}}$	Directionnel
R_P	Rapport entre la longueur réelle d'un profil de joint et sa longueur projetée	$R_P = \frac{L_{réelle}}{L_{projetée}}$	Directionnel
Z_2^+	Pente topographique du joint en considérant seulement les pentes s'opposant au cisaillement	$Z_2^+ = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\max(0; z_{i+1} - z_i)}{\Delta x} \right)^2 \right]^{1/2}$	Directionnel

Pour évaluer les indicateurs statistiques de rugosité présentés dans le Tableau 1.1, il faut tout d'abord numériser la surface du joint. Devant le trop grand nombre de points généralement acquis lors de la numérisation, un maillage permettant de réduire la quantité de points à traiter est réalisé. De nombreux outils mathématiques permettent d'effectuer de tels maillages, qui consistent à évaluer l'altitude z d'un point (x,y) en fonction des coordonnées connues des points enregistrés lors de la numérisation. Une fois le maillage réalisé, le calcul des différents indicateurs peut débiter.

Il est très important de préciser que les indicateurs de rugosité sont très sensibles au pas de maillage (Yu et Vayssade 1991 ; H. Jang, Kang et al. 2014) et, en mécanique des roches, un pas de maillage de 0,5 mm est généralement adopté (Yu et Vayssade 1991). Cet intervalle de 0,5 mm correspond historiquement aux capacités des peignes, outils visuels utilisés pour estimer la rugosité et qui étaient capables d'obtenir des points de mesure tout les 0,5 mm (B. S. Tatone et Grasselli 2010). Au fur et à mesure du développement des méthodes statistiques, l'utilisation d'un intervalle de 0,5 mm s'est répandue.

Si les indicateurs de rugosité présentés sont des outils intéressants et dénués de subjectivité, ils peuvent parfois rester difficiles à comprendre, contrairement au JRC. Un joint présentant un Z_2 de 0,25 est-il rugueux ? Lisse ? Pour pallier à cet inconvénient, de nombreuses relations empiriques ont été développées, permettant de relier les indicateurs statistiques de rugosité au JRC de Barton (B. S. Tatone et Grasselli 2010 ; Tse et Cruden 1979 ; Maerz et al. 1990).

Effet de la rugosité sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux

Depuis (Patton 1966a), beaucoup de travaux ont illustré les effets de la rugosité sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse. Plus la rugosité du joint

est importante et plus les résistances au cisaillement (pic et résiduelle) enregistrées lors d'un essai de cisaillement sont élevées (Barton et Choubey 1977 ; Kulatilake et al. 1995 ; Grasselli et Egger 2003).

Le comportement dilatant du joint est également influencé par la rugosité : expérimentalement, différentes études ont montré que les joints rugueux ont tendance à avoir des déplacements normaux plus élevés que des joints lisses lors d'un essai de cisaillement (Amiri Hossaini et al. 2014).

1.3.2.3. Les propriétés mécaniques de la roche

Amiri Hossaini et al. (2014) ont étudié l'influence du module de Young (E), sur le comportement au cisaillement du joint. Ils ont trouvé que pour deux joints de même rugosité et soumis à la même contrainte normale, plus la rigidité du matériau est faible et plus la contrainte de cisaillement au pic augmente, supposant que le matériau est à même de se déformer plus longtemps avant sa rupture.

Le critère de Barton et les travaux empiriques qui y sont liés suggèrent aussi l'effet des propriétés mécaniques de la roche sur le comportement au cisaillement (Barton et Choubey 1977 ; Özvan et al. 2014) : dans le cas d'un joint non altéré, plus la résistance à la compression uniaxiale du matériau est élevée et plus la résistance au cisaillement du joint l'est.

Cependant, les études sus-citées considèrent uniquement des joints dont le contact est homogène. C'est-à-dire un joint qui parcourt un même matériau (un joint roc-roc ou béton-béton par exemple). Il a pourtant été démontré que le comportement au cisaillement de joints composites (type roc-béton) dont la rugosité est en dents de scie diffère de celui de joints homogènes (Ghazvinian, Taghichian et al. 2010 ; Ghazvinian, Azinfar et al. 2012).

1.3.2.4. L'emboîtement du joint

Les joints rocheux observables dans la nature ont très souvent subi des altérations (érosion, dégradations chimiques, déplacements liés à des secousses sismiques ...) et les conditions d'emboîtement du joint en sont affectées (J. Zhao 1997a ; Tang et Wong 2016). La Figure 1.9 illustre la notion d'emboîtement ou d'imbrication d'un joint ("interlocking" ou "matching" en anglais) qui sera utilisée tout au long du document : c'est la proportion de contact entre les épontes du joint avant un essai de cisaillement. Les termes imbrication et emboîtement ne seront pas différenciés.

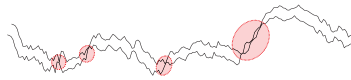


Figure 1.9. – Illustration d'un joint mal emboîté : seules quelques zones (en rouge) font contact entre les deux épontes du joint

La majorité des travaux de recherche présentés jusqu'ici portent sur des joints testés dans des conditions de laboratoire, c'est-à-dire parfaitement emboîtés. À la suite des travaux de Ladanyi et Archambault (1969), J. Zhao (1997a) a été un des premiers auteurs à constater que, pour deux joints de même rugosité, un joint dont l'emboîtement est réduit montre une contrainte de cisaillement au pic réduite de 70 % par rapport à un joint parfaitement emboîté (J. Zhao 1997a ; J. Zhao 1997b). Des travaux plus récents ont confirmé le rôle de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement global d'un joint (Y. Li, Oh, Mitra et Hebblewhite 2016b ; Tang et Wong 2016). Un joint dont l'emboîtement est faible aura tendance à avoir une résistance de pic au cisaillement plus faible, un déplacement tangentiel au pic plus important, une contractance plus élevée et une dilatance plus faible qu'un joint parfaitement emboîté.

Les auteurs sus-cités ont alors développé différents modèles mécaniques pour prendre en compte la notion d'emboîtement du joint dans son comportement au cisaillement. Cependant, l'évaluation de l'emboîtement est souvent une appréciation visuelle et donc subjective (J. Zhao 1997a ; J. Zhao 1997b). Si Y. Li, Oh, Mitra et Hebblewhite (2016b) se servent de la notion d'ouverture du joint pour quantifier l'emboîtement, leurs résultats sont issus de joints en dents de scie, dont la mesure d'ouverture est plus aisée qu'un joint naturel. Enfin, les travaux de Tang et Wong (2016) ont été obtenus sur des joints "disloqués", c'est-à-dire ayant subi un décalage horizontal, sans plus de précisions quant à l'emboîtement concret du joint avant l'essai.

Si l'effet de l'emboîtement du joint sur son comportement au cisaillement est indéniable et observé par différents auteurs, la quantification de l'emboîtement apparaît donc, à l'heure actuelle, une question ouverte en mécanique des roches.

1.3.2.5. Présence d'un matériau de remplissage

Les discontinuités rocheuses naturelles sont souvent remplies de matériel (argiles, sédiments). Des études ont pris en compte cette réalité et il a été montré que plus l'épaisseur de remplissage au sein d'un joint est importante et plus les résistances de cisaillement observables diminuent (Lama 1978). Plus récemment, Indraratna et al. (2014) a obtenu des résultats équivalents en cisailant des discontinuités dont le rapport t/a varie (rapport entre l'épaisseur du remplissage t et la hauteur des aspérités a). Les résultats montrent l'existence d'une épaisseur de remplissage critique au-delà de laquelle les résistances de cisaillement ne sont plus affectées par le remplissage. En effet, lorsque

l'épaisseur de remplissage est élevée, le cisaillement est contrôlé par les propriétés mécaniques du remplissage et non plus par les propriétés géométriques du joint. Enfin, les travaux de Jahanian et Sadaghiani (2015), montrent que le rôle du remplissage est corrélé à la contrainte normale à laquelle le joint est soumis lors de l'essai (plus la contrainte normale est élevée et plus le rôle du remplissage sur le cisaillement est mineur).

1.3.2.6. Effet d'échelle

Les essais de cisaillement direct sont conduits à l'échelle du laboratoire et l'extrapolation des résultats obtenus à l'échelle d'un ouvrage, comme l'interface roc-béton de fondation d'un barrage par exemple, est une tâche délicate. Si les travaux de Bandis et al. (1981) font date, l'effet des dimensions d'un joint sur sa résistance au cisaillement est un sujet encore très débattu dans la communauté scientifique.

Expérimentalement, Bandis et al. (1981) ont subdivisé un joint rocheux de grandes dimensions en joints plus petits qu'ils ont ensuite soumis à des essais de cisaillement direct. Ils ont observé que lorsque la dimension de la discontinuité diminue, le pic de cisaillement est plus précoce et la résistance de cisaillement de pic et la dilataance augmentent. Selon les auteurs, l'effet d'échelle dépend essentiellement de la rugosité du joint : la microrugosité contrôle le comportement au cisaillement de joints de faibles dimensions, au contraire de la macro-rugosité pour des joints de dimensions plus importantes. Ces résultats ont été appuyés plus récemment par Fardin (2008) qui a trouvé que, même si les indicateurs statistiques de rugosité augmentent avec l'échelle du joint, la contrainte de cisaillement au pic diminue.

Alors que Hencher, Toy et al. (1993) ont essayé de reproduire les travaux de Bandis et al. (1981), sans résultats probants et qu'un effet d'échelle inverse (augmentation de la résistance de cisaillement de pic avec la dimension du joint) a pu être observé par d'autres auteurs (Giani et al. 1995 ; Kutter et Otto 1990), la question de l'effet d'échelle reste encore ouverte aujourd'hui (B. S. A. Tatone et Grasselli 2013). Certains auteurs suggèrent même que l'emboîtement initial des joints pourrait être à l'origine des différents comportements au cisaillement observés lors des études de l'effet d'échelle (Johansson 2016).

1.3.2.7. Synthèse des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse

Nous avons présenté dans cette partie les principaux facteurs d'influence qui affectent le cisaillement des joints rocheux. Ces facteurs, ne sont pas exhaustifs, mais correspondent tout de même aux paramètres à considérer en priorité lorsqu'on s'intéresse au comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses. Citons cependant les études suivantes, concernant l'effet sur le cisaillement :

- de cycles de chargement tangentiels (Fathi et al. 2016) ;
- du taux de chargement (vitesse à laquelle s'effectue l'essai) (Jafari et al. 2003)
- de la présence d'eau dans l'interface, qui va soit lubrifier le contact ; (Pellet et al. 2013 ; Zandarin et al. 2013), soit engendrer des pressions opposées à la contrainte normale (Hoek 2007) ;
- d'une dégradation chimique (Nouailletas et al. 2017).

Au-delà des différents facteurs pouvant influencer le cisaillement, les ingénieurs et scientifiques sont également intéressés par l'estimation de la résistance au cisaillement (contrainte maximale) de la discontinuité, τ_{Pic} . Se basant sur les différents facteurs d'influence présentés jusqu'ici, leur description et des essais, plusieurs critères de rupture ont été développés. Dans la partie qui suit, nous tâcherons d'en présenter quelques-uns des plus répandus.

1.4. Critères de rupture au cisaillement des joints rocheux

1.4.1. Critère de Mohr-Coulomb

C'est un des critères de rupture les plus simples, reliant la résistance au cisaillement τ d'une discontinuité non liée (pas de cohésion) à la contrainte normale σ_N et un angle de frottement ϕ , propre à la discontinuité :

$$\tau_{Pic} = \sigma_N \cdot \tan(\phi) \quad (1.1)$$

Le critère de Mohr-Coulomb est linéaire et à l'avantage de décrire très simplement la résistance au cisaillement d'une discontinuité non liée, uniquement à l'aide du paramètre ϕ , généralement obtenu à l'aide d'essais expérimentaux.

L'hypothèse de linéarité entre résistance au cisaillement et contrainte normale est cependant vérifiée pour une gamme restreinte de contraintes normales. Plusieurs travaux ont en effet montré l'allure curviligne de l'équation $\tau = f(\sigma_N)$ (Patton 1966b ; Barton et Choubey 1977).

1.4.2. Critère de Patton

Patton a travaillé sur le cisaillement des discontinuités rocheuses à l'aide d'éprouvettes ayant une rugosité artificielle, en dents de scie et confectionnées en plâtre (Patton 1966b). Il a pu observer l'effet de la présence d'irrégularités, de leur nombre et de leur inclinaison sur la résistance au cisaillement d'un joint. Il a également pu faire la distinction entre deux modes de rupture, qui dépendent de la rugosité et de la contrainte normale à laquelle s'effectue l'essai, comme illustré sur la Figure 1.10 :

- lorsque le joint est soumis à une faible contrainte normale, les épontes ont tendance à glisser les unes sur les autres. Patton parle de glissement ou chevauchement ("sliding") ;
- à de plus fortes contraintes normales, la dilatance est empêchée, les épontes ne peuvent pas se chevaucher et les contraintes de cisaillement se concentrent dans les aspérités jusqu'à leur rupture. Patton parle alors de cisaillement ("shearing").

Patton considère l'allure curviligne de la courbe $\tau = f(\sigma_N)$, qui selon lui est liée aux mécanismes de cisaillement évoqués ci-dessus. Il propose un critère bilinéaire (Figure 1.11) afin de prendre en compte ces deux mécanismes de rupture observés :

$$\begin{cases} \tau_{Pic} = \sigma_N \cdot \tan(\phi_B + i) & \text{si } \sigma_N < \sigma_T \\ \tau_{Pic} = C_a + \sigma_N \cdot \tan(\phi_R) & \text{si } \sigma_N \geq \sigma_T \end{cases} \quad (1.2)$$

Avec :

- τ , la résistance au cisaillement de l'interface ;
- σ_N , la contrainte normale appliquée au joint ;
- ϕ_B , l'angle de frottement de base, obtenu lors d'un essai de cisaillement pour un joint lisse et horizontal ;
- i , la pente des aspérités ;
- C_a , la cohésion apparente ("cohesion intercept"), définie par Patton comme un "excès de cohésion obtenu lorsque l'aspérité est cisailée" ;
- ϕ_R , l'angle de frottement résiduel du matériau préalablement intact ;
- σ_T , la contrainte à partir de laquelle la dilatance du joint est empêchée. En d'autres mots, la contrainte normale à partir de laquelle les aspérités sont cisailées.

Ce critère est simple à appliquer, mais à l'inconvénient d'être développé pour des joints qui présentent une rugosité en dents de scie. Il est ainsi difficilement applicable pour des joints présentant des rugosités naturelles, pour lesquels les mécanismes de rupture (glissement/chevauchement et cisaillement) ne sont pas si dissociables et dont les pentes des aspérités sont difficiles à mesurer.

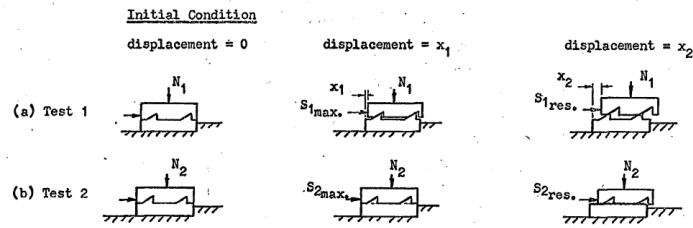


Figure 1.10. – Les deux modes de rupture d'un joint soumis au cisaillement, identifiés par Patton (Patton 1966b). Le Test 1 correspond à une rupture par glissement/chevauchement des épontes tandis que le Test 2 à une rupture par cisaillement des aspérités.

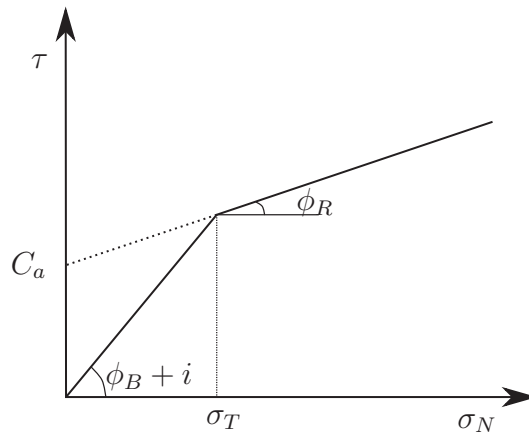


Figure 1.11. – Critère bilinéaire de Patton (Patton 1966b)

1.4.3. Critère de Barton

Ce critère curviligne de résistance au cisaillement a été développé empiriquement par Barton (Barton et Choubey 1977). Enrichi quelques années plus tard avec la prise en compte de l'effet d'échelle (Bandis et al. 1981), ce critère de rupture (Équation 1.3) est aujourd'hui le plus répandu en mécanique des roches (ISRM 2014). Ce critère a en effet l'avantage d'avoir un sens physique facile à appréhender et est simple à mettre en œuvre puisque les paramètres sont facilement quantifiables empiriquement.

$$\tau_{Pic} = \sigma_N \cdot \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_N} \right) + \phi \right) \quad (1.3)$$

Ce critère a été développé à l'aide de nombreux essais de cisaillement sur des répliques de roche (Barton 2013) et relie la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse à ses propriétés mécaniques et géométriques. Ainsi, dans l'Équation 1.3, les paramètres d'entrée sont :

- Le *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*) qui correspond à une évaluation de la rugosité du joint vis-à-vis d'abaques (voir partie 1.3.2.2 et la Figure 1.8) ;
- le *JCS* (*Joint wall Compression Strength*) qui correspond à une estimation de la résistance à la compression en fonction de l'état de surface du joint. Pour un joint intact, la valeur de *JCS* est égale à la résistance en compression uniaxiale de la roche alors que pour un joint endommagé, la valeur du *JCS* est à évaluer via des essais complémentaires au marteau de Schmidt (Barton 2013 ; Sow et al. 2016) ;
- ϕ , l'angle de frottement. Dans le cas de joints intacts, ϕ est pris égal à ϕ_B (angle de frottement d'une surface lisse). Pour des joints endommagés, on considère $\phi = \phi_R$ avec ϕ_R qui correspond à un ajustement de ϕ_B selon les résultats obtenus avec le marteau de Schmidt (Barton 2013).

Pour évaluer la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse, le critère de Barton prend donc en compte la rugosité et l'état de surface du joint via le terme $JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_N}\right)$, appelé composante de rugosité i (Bandis et al. 1981). Si la contrainte normale appliquée lors de l'essai augmente fortement, c'est à dire vers la valeur du *JCS* (équivalent à la résistance à la compression de la matrice rocheuse pour un joint non altéré), alors :

$$\sigma_N \nearrow, \quad i = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_N}\right) \rightarrow JRC \cdot \log(1) = 0$$

L'évaluation de la résistance au cisaillement (Équation 1.3) correspond donc à un simple critère de Mohr-Coulomb sans cohésion : $\tau = \sigma_N \cdot \tan(\phi)$. Cela signifie que sous de fortes contraintes normales, les aspérités sont cisailées rapidement et la rugosité n'affecte que peu, voire même pas du tout, la résistance au cisaillement du joint.

Au contraire, si la contrainte normale diminue fortement, alors :

$$\sigma_N \searrow, \quad i = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_N}\right) \nearrow$$

En d'autres termes, la composante de rugosité i est plus importante dans le calcul de la résistance au cisaillement. Cela signifie que sous de faibles contraintes normales, les aspérités jouent un rôle prédominant dans la résistance au cisaillement.

Le principe de fonctionnement du critère de Barton est donc assez simple et les paramètres présentés sont facilement quantifiables. En première approche, le critère de rupture de Barton est donc un bon outil d'ingénierie, mais il faut garder en tête que c'est un critère empirique, basé sur l'observation d'une discontinuité non liée et sur des abaques de rugosité. Or ces abaques ne peuvent couvrir le large spectre de morphologies qu'un joint peut avoir et la détermination du *JRC*, qui s'effectue par comparaison visuelle et est encline à une forte subjectivité (Hsiung et al. 1993 ; Beer et al. 2002). Bien qu'intéressant, le critère de Barton présente donc certaines limites.

1.4.4. Critère de Grasselli

Ce critère empirique de rupture s'affranchit des problématiques liées à la subjectivité de l'évaluation de la rugosité et adopte une vision tridimensionnelle de la discontinuité rocheuse pour estimer sa résistance au cisaillement (Grasselli et Egger 2003).

La formulation mathématique du critère (Équation 1.4) est plus complexe et se base l'hypothèse que seules les aspérités qui font face à la direction de cisaillement et qui sont suffisamment pentues vont participer à la résistance au cisaillement du joint. La morphologie du joint est analysée à l'aide d'outils numériques développés par Grasselli, Wirth et al. (2002). Pour un joint rugueux à l'horizontale, le critère prend la forme suivante :

$$\tau_{Pic} = \sigma_N \cdot \tan \left[\phi_B + \left(\frac{\theta_{max}^*}{C} \right)^{1.18} \right] \cdot \left[1 + e^{-(\theta_{max}^*/9 \cdot A_0 \cdot C)(\sigma_N/\sigma_T)} \right] \quad (1.4)$$

Après la numérisation du joint, la surface est discrétisée en facettes élémentaires, de surface A et de pendage θ^* connus. Selon Grasselli et Egger (2003), seules les facettes ayant un pendage positif ($\theta^* \geq 0$), c'est-à-dire les aspérités qui vont s'opposer au cisaillement, sont conservées. Il est donc facile de calculer la surface d'aspérités ayant un pendage positif (A_0) ainsi que le pendage maximal θ_{max}^* . Le paramètre C , correspond à un coefficient empirique décrivant la répartition des surfaces A en fonction de leur angle θ^* . Enfin, Le paramètre σ_T est la résistance à la traction du matériau.

Dans le cas où la rugosité du joint change, les paramètres A_0 , θ_{max}^* et C varient et il est donc difficile d'apprécier la physique du critère de rupture. En revanche, le terme $e^{-(\theta_{max}^*/9 \cdot A_0 \cdot C)(\sigma_N/\sigma_T)}$ illustre la contribution de la rugosité à la résistance de pic de cisaillement (Grasselli et Egger 2003). Ainsi, si la contrainte normale est très élevée, le terme devient nul, ce qui traduit que les aspérités sont détruites rapidement et ne participent donc pas au cisaillement. Au contraire, lorsque la contrainte normale diminue, le rôle des aspérités sera pris en compte.

Ce critère de rupture est cependant bien plus complexe à appréhender et à mettre en œuvre en ingénierie que les critères précédents. Ce critère présente également plusieurs limites : incohérences avec le critère de Mohr-Coulomb si le joint est lisse (pour $\theta_{max}^* = 0$, la résistance au cisaillement double) et pas de signification physique claire au paramètre θ_{max}^*/C (Xia et al. 2014).

1.4.5. Synthèse des critères présentés et autres modèles existants

Les critères de rupture pour des discontinuités soumises au cisaillement les plus répandus et reconnus en mécanique des roches ont été présentés. Il existe cependant

de nombreux autres critères, développés au fil des décennies et qui sont : i) soit des extensions des critères évoqués (Kulatilake et al. 1995 ; Park et Song 2013), ii) soit de nouveaux critères, parfois complexes avec des paramètres d'entrée difficilement quantifiables expérimentalement (Ladanyi et Archambault 1969 ; Maksimović 1996 ; Oh et al. 2015).

Cependant, la grande majorité des travaux de recherche se concentrent sur la quantification et le rôle de la rugosité sur la résistance au cisaillement d'un joint. Or, de nombreux autres facteurs peuvent influencer le comportement au cisaillement d'une discontinuité, comme cela a été évoqué plus haut.

Par exemple, l'emboîtement, dont les effets importants sur le comportement cisaillement sont démontrés, souffre d'un manque de travaux de recherches depuis les publications de Zhao (J. Zhao 1997a ; J. Zhao 1997b). Si ce dernier a en effet modifié le critère de Barton en incorporant le *JMC* (*Joint Matching Coefficient*), qui est un coefficient compris entre 0 et 1 et qui décrit l'emboîtement du joint, l'évaluation de ce paramètre reste subjective.

Nous pourrions présenter d'autres critères de rupture qui prennent en compte les propriétés mécaniques des matériaux (Ghazvinian, Taghichian et al. 2010), le remplissage (Indraratna et al. 2014 ; Jahanian et Sadaghiani 2015) ou l'échelle (Bandis et al. 1981 ; Oh et al. 2015). Là également, tous les facteurs d'influence ne sont pas considérés systématiquement, ou font intervenir des paramètres difficiles à estimer.

De plus, à l'heure actuelle, il semble y avoir une « course » à la publication de nouveaux critères de rupture. Ainsi, rien que dans les 5 dernières années au moins 15 articles proposant un nouveau critère de résistance au cisaillement sont parus avec des différences parfois subtiles (Lin et al. 2019 ; Y. Li, Sun et al. 2019 ; H. Wang et Lin 2018 ; Tian et al. 2018 ; Casagrande et al. 2018 ; Gui et al. 2018 ; Liu et al. 2017 ; Y. Li, Oh, Mitra et Canbulat 2017 ; X. Zhang et al. 2016 ; Tang, Jiao et al. 2016 ; Tang et Wong 2016 ; J. Yang et al. 2016 ; H. Jang et B. Jang 2015 ; Sanei et al. 2015 ; Oh et al. 2015). Il est sans doute idéaliste de penser qu'un critère de rupture *global*, physiquement simple et dont les paramètres d'entrée seraient facilement quantifiables, pourrait être proposé et c'est probablement la raison pour laquelle, les principales recommandations internationales suggèrent d'utiliser le critère de Mohr-Coulomb pour estimer la résistance au cisaillement d'une discontinuité.

1.5. Lois de comportement des joints rocheux en cisaillement

Outre l'estimation de la résistance au cisaillement d'un joint soumis au cisaillement à l'aide des critères évoqués, il peut souvent être nécessaire d'évaluer son comportement au cisaillement. Pour cela des lois de comportement, plus complètes, et décrivant à l'aide de relations mathématiques les interactions entre les contraintes et les déplacements d'un joint soumis lors du cisaillement ont été développées.

Historiquement, les travaux de Goodman et al. (1968) sont considérés comme les premiers développements de lois numériques permettant la modélisation du comportement au cisaillement des joints rocheux. Goodman suggère que ce sont des lois élastiques linéaires qui relient les contraintes aux déplacements à l'aide de raideurs constantes, de telle sorte que : $\sigma_N = K_N \cdot \Delta_U$ et $\tau = K_S \cdot \Delta_V$. La contrainte de cisaillement τ étant bornée par une valeur maximale qui peut-être estimée à l'aide des critères de rupture présentés (dans le cas de leurs travaux, c'est le critère de Mohr-Coulomb qui est utilisé). Ce modèle, utilisé dans notre étude est présenté plus en détail dans la partie 6.1.

Plus tard, d'autres études ont amélioré les travaux de Goodman, en considérant pour les lois de comportement des raideurs qui ne sont pas systématiquement constantes lors du cisaillement (Bandis et al. 1983) ou en prenant en compte l'effet de l'endommagement progressif du joint (Cundall et Lemos 1988). Ce dernier modèle, appelé Continuous-Yielding est également utilisé dans notre étude et est présenté en détail dans la partie 6.2.

Il faut également savoir que de nombreux autres auteurs ont travaillé sur ces sujets et que le développement de lois de comportement des discontinuités rocheuses au cisaillement a connu un essor au cours des dernières décennies (Plesha 1987 ; Amadei et Saeb 1990 ; Seidel et Haberfield 2002 ; Duriez 2009 ; Asadollahi et Tonon 2010 ; Park, Lee et al. 2013 ; Lee et al. 2014 ; Oh et al. 2015 ; Chiu, Weng et al. 2016 ; Y. Li, Oh, Mitra et Hebblewhite 2016a ; Prassettyo et al. 2017).

Sur la base des lois de comportement évoquées et avec le développement des outils informatiques, différentes méthodes numériques se sont développées permettant de simuler numériquement par exemple : le comportement de structures entières face à des sollicitations extrêmes, la stabilité d'une paroi rocheuse, l'érosion d'un remblai ou encore des essais expérimentaux de laboratoire. Ces méthodes numériques sont le sujet de la partie suivante.

1.6. La Modélisation par Éléments Discrets

1.6.1. Principes de fonctionnement

Parmi les différentes méthodes numériques, nous distinguerons les Modélisations aux Éléments Finis (MEF), généralement utilisées pour modéliser des milieux continus, des Modélisations aux Éléments Discrets MED, qui permettent de modéliser des milieux discontinus et granulaires, comme les sols, les maçonneries ou les massifs rocheux fracturés (Dubois et al. 2018).

La MED a été développée par Cundall et Strack (1979), lorsqu'ils proposèrent de discrétiser un élément (par exemple un échantillon de sol ou un massif rocheux fracturé), en un assemblage de particules, qui interagissent entre elles. Le comportement global de l'échantillon discrétisé étant alors relié au comportement individuel des particules qui le compose.

Cundall et Strack (1979) font l'hypothèse que les particules sont infiniment rigides, c'est-à-dire indéformables. Cette méthode, appelée "smooth DEM", implique que les déplacements calculés sont uniquement liés aux interactions entre les interfaces des différentes particules et non à leur déformation. Aussi, la méthode "smooth DEM" proposée par Cundall et Strack (1979) considère que les particules sont sphériques. Cependant, comme le montre la Figure 1.12, cette disposition n'est pas la plus réaliste et de nombreux travaux se sont intéressés à :

- la forme des particules à utiliser : assemblages de sphères (Höhner et al. 2011), ellipses (Ting et al. 1993), polyèdres (Issa et Nelson 1992), morphologies aléatoires de ballast (Quezada et al. 2013) ou quelconques (Dubois et al. 2018) ;
- l'effet de la morphologie des particules Radjaï et Dubois (2010).

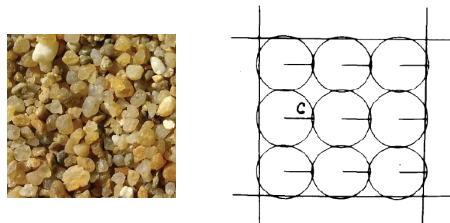


Figure 1.12. – À gauche, photographie d'un sable (les grains ne sont pas sphériques !) et à droite, approximation des particules par des sphères dans les méthodes MED, tiré de (Cundall et Strack 1979)

Nous n'irons cependant pas plus loin en ce qui concerne la forme des particules et, par souci de simplification pour la suite de cette partie explicative, nous opterons pour une forme sphérique.

La Figure 1.13 illustre les différentes étapes d'un cycle de calcul qui ont lieu au cours d'un pas de temps $t + \Delta t$ lors d'une modélisation MED, dont le fonctionnement est lié aux contacts et aux interactions qui en découlent entre les particules d'un échantillon. La première étape consiste à détecter si deux particules sont en contact ou non. Dans une seconde étape, si le contact entre deux particules est effectif, le calcul des forces qui en découle est réalisé par l'intermédiaire de lois de contact. Sous l'application des forces précédemment calculées, les particules se mettent en mouvement selon la seconde loi de Newton (3^{ème} étape). La dernière étape du cycle de calcul consiste alors à estimer la nouvelle position des particules en incrémentant le temps de Δt . Puisque dans leur nouvelle position les particules sont potentiellement entrées en contact avec d'autres, le cycle redémarre. Nous détaillons ci-dessous les différentes étapes.

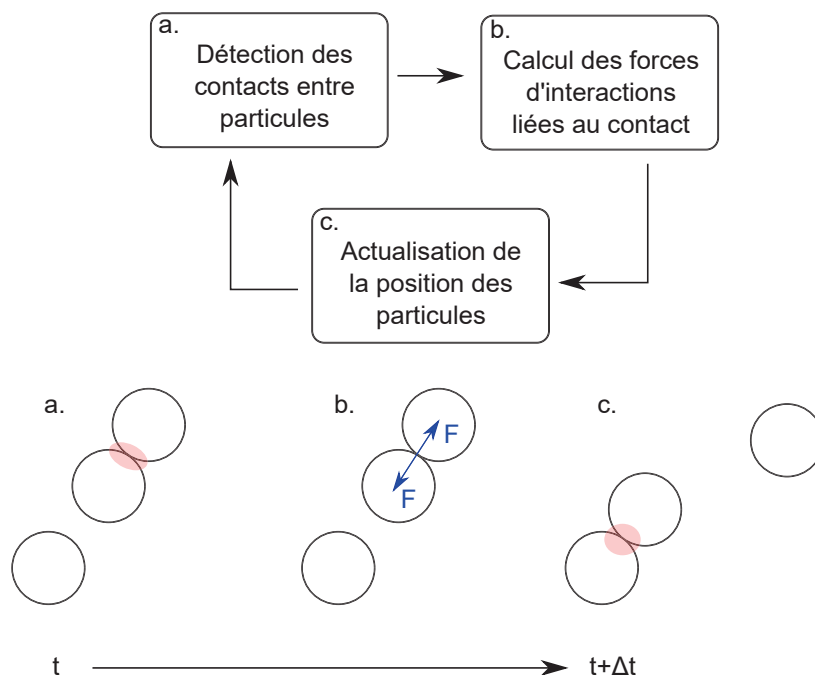


Figure 1.13. – Le cycle de calcul de la MED. Au début du cycle (étape a. et temps t), deux particules sont en contact. De ce contact résulte des forces d'interactions, calculées à l'étape b. Connaissant les forces d'interactions, l'étape c. consiste à utiliser la 2^{nde} loi de Newton pour actualiser la position des particules. À la fin du cycle de calcul, les particules se sont déplacées et un nouveau contact peut-être détecté ... le cycle redémarre alors.

1.6.1.1. Détection des contacts

Il faut savoir qu'au cours d'un cycle de calcul de "smooth DEM", les particules ont la capacité de se chevaucher d'une valeur infinitésimale δ ("overlap" en anglais), ce qui permet alors de déterminer à la fois si deux particules sont en contact ou non, mais

également de déterminer les forces qui en résultent (Cundall et Strack 1979 ; Radjaï et Dubois 2010).

Dans le cas de particules sphériques, comme exposé sur la Figure 1.14, la détection du contact entre deux particules est plutôt simple puisqu'il s'agit de comparer les positions des centres de chacune des particules avec leurs rayons. Dans le cas des deux sphères de la Figure 1.14, la condition de contact s'écrit selon l'Équation 1.5 :

$$\begin{cases} AB > r + R \longrightarrow \text{les particules ne sont pas en contact} \\ AB \leq r + R \longrightarrow \text{les particules sont en contact} \end{cases} \quad (1.5)$$

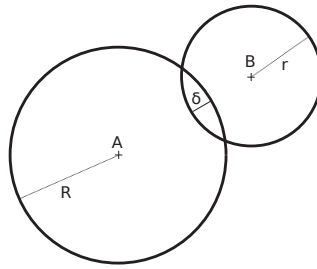


Figure 1.14. – Illustration schématique du contact entre deux particules. La valeur de l'overlap est $\delta = R + r - AB$

1.6.1.2. Lois de contacts

L'interpénétration qui a lieu entre les deux particules permet alors de calculer la force d'interaction F , résultante du contact entre les particules. La force F se compose d'une résultante normale F_n et d'une résultante tangentielle F_s , comme l'illustre la Figure 1.15.

La composante normale F_n du cycle en cours se calcule à l'aide d'un simple système ressort (Équation 1.6) où k_n correspond à la raideur normale des particules et δ_N à l'interpénétration des particules lors du contact. Au tout début, lorsque les particules entrent à peine en contact, la valeur de F_n est nulle.

$$F_n = k_n \cdot \delta_N \quad (1.6)$$

Le calcul de la force tangentielle F_s du cycle en cours se fait sur le même principe que la force normale (Équation 1.7), à ceci près que la raideur tangentielle k_s et l'incrément de déplacement tangentiel δ_T sont utilisés. La valeur de F_s est également limitée par le critère de Mohr-Coulomb, ce qui permet de traduire analytiquement un contact glissant ou non (Duriez 2009 ; Radjaï et Dubois 2010) :

$$F_s = \min(k_s \cdot \delta_T ; F_n \cdot \tan(\phi)). \quad (1.7)$$

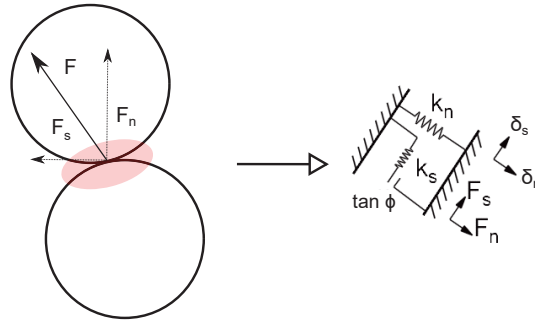


Figure 1.15. – Vue schématique des lois de contact entre particules, adapté de (Itasca 2019)

1.6.1.3. Vers l'actualisation de la position des particules

Une fois que les forces d'interactions qui interagissent sur les particules ont été déterminées, le cycle de calcul passe à l'étape suivante : l'actualisation de la position des particules. Cette actualisation s'effectue en deux étapes. Dans un premier temps la seconde loi de Newton est utilisée afin de déterminer l'accélération des particules. Et, dans un second temps, connaissant la vitesse des particules, une intégration sur le pas de temps Δt du cycle de calcul permet de déterminer leur nouvelle position dans l'espace. Les Équations 1.8, 1.9 et 1.10 suivantes résument le processus. La seconde loi de Newton s'écrit de la façon suivante :

$$\ddot{u} = \frac{F}{m} \quad (1.8)$$

Où \ddot{u} correspond à l'accélération d'une particule et m sa masse. En supposant que l'accélération reste constante tout au long du cycle de calcul et en intégrant une première fois sur l'intervalle de temps Δ_t , on peut estimer la nouvelle vitesse de la particule sous l'application des forces d'interactions précédemment calculées lors du cycle (Cundall et Strack 1979) :

$$\dot{u}_{(t+\Delta t)} = \dot{u}_{(t)} + \frac{F}{m} \cdot \Delta_t \quad (1.9)$$

Dans l'Équation 1.9, $\dot{u}_{(t+\Delta t)}$ est la nouvelle vitesse des particules et $\dot{u}_{(t)}$ la vitesse en début de cycle. À ce stade, nous sommes en mesure de réactualiser la position des particules au terme du cycle de calcul puisque nous connaissons leurs vitesses individuelles :

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \dot{u}_{(t+\Delta t)} \cdot \Delta_t \quad (1.10)$$

Avec $u_{(t+\Delta t)}$ la position des particules en $t + \Delta t$ (fin du cycle de calcul), $u_{(t)}$ la position des particules en t (au début du cycle de calcul) et $\dot{u}_{(t+\Delta t)}$ la vitesse des particules en fin de cycle, calculée avec l'Équation 1.9.

Il est nécessaire de préciser que les équations ci-dessus conviennent pour un cas très

simple, avec des particules sphériques et sans amortissement. Les particules peuvent également exprimer une vitesse de rotation et un moment, qu'il faudra alors prendre en compte dans les cycles de calcul (Varela Valdez 2015 ; Duriez 2009 ; Itasca 2019).

1.6.2. Utilisation de méthodes MED pour modéliser des discontinuités rocheuses

Avec le développement des outils numériques, les méthodes MED et leurs applications au cisaillement des joints rocheux ont été l'objet de plusieurs travaux de recherche. Par exemple, à l'échelle de l'échantillon de joint en laboratoire, Haque et Indraratna (2000) ont été parmi les premiers à comparer les résultats expérimentaux avec des simulations numériques MED. Ils ont pu observer que le comportement au cisaillement de joints pouvait être modélisé avec pertinence par le logiciel UDEC (Itasca 2019) et des modèles mécaniques théoriques simples (Mohr-Coulomb, Continuous-Yielding). Des travaux plus récents, qui utilisent des méthodes MED telles que "Particle Flow Code" permettant une description plus fine de l'interface du joint décrivent également la capacité des méthodes numériques à modéliser le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses remplies ou non et des contacts roc-béton de fondation en génie civil (Bahaaddini et al. 2013 ; Gutiérrez-Ch et al. 2018 ; Tang, S. Q. Yang et al. 2020).

D'autres travaux de recherche montrent la capacité des méthodes MED pour détecter les zones d'endommagement, les mécanismes de rupture à l'œuvre ou la dispersion du matériel arraché lors du cisaillement des joints (Cundall 2000 ; Lambert, Darve et al. 2004 ; Z. Zhao 2013). Park et Song (2009) à par exemple, dans une étude exclusivement numérique, observé que le comportement et les zones d'endommagement de la surface du joint à la suite d'un essai de cisaillement sont liés à la rugosité des discontinuités et leur altération, rejoignant ainsi les constatations de nombreuses études expérimentales. Plus récemment, comme le montre la Figure 1.16, des travaux ont pu illustrer numériquement les différents mécanismes de rupture des aspérités (glissement, cisaillement), la propagation des fissures lors du cisaillement ainsi que les facteurs d'influence de ces phénomènes (Asadi et al. 2012 ; Asadi et al. 2013). Aujourd'hui, des travaux s'intéressent même à l'ajout de fluides dans leurs développements numériques (Duriez et Wan 2016).

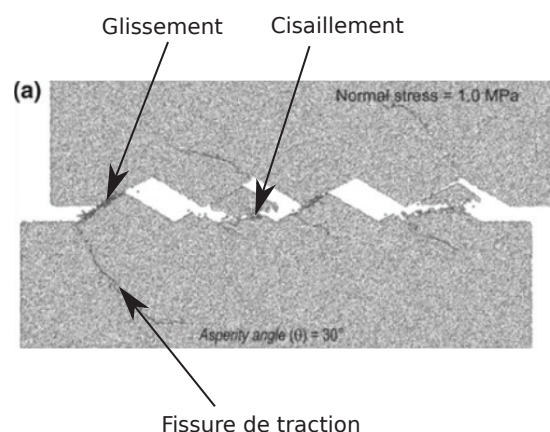


Figure 1.16. – Illustration des différents mécanismes d'endommagement d'un joint au cisaillement, issu de (Asadi et al. 2012 ; Asadi et al. 2013)

Si de nombreuses études numériques arrivent aux mêmes conclusions que les études empiriques, la description de la rugosité à l'aide de sphères peut avoir pour conséquence d'introduire une microrugosité artificielle parasite qui s'ajoute à la rugosité du joint modélisé, ce qui tend très souvent à surestimer la résistance au cisaillement réelle du joint (Park et Song 2009 ; Chiu, T. T. Wang et al. 2013).

Une méthode plus récente, appelée "Smooth Joint Model" (Pierce et al. 2007) a permis de lever ce biais en autorisant les particules à glisser les unes sur les autres sans chevauchement. Cette nouvelle méthode a notamment permis d'utiliser des rugosités issues de numérisations de discontinuités rocheuses in situ dans les modèles MED et de bonnes correspondances concernant les résistances au cisaillement de joints rocheux ont ainsi pu être observées, entre les résultats issus du "Smooth Joint Model" et les résultats expérimentaux ou théoriques prédits par des critères empiriques comme celui de Barton (Lambert et Coll 2014 ; L. Li et al. 2018).

Au-delà de modélisation à l'échelle du joint en laboratoire, les méthodes MED permettent aussi la modélisation de systèmes à grande échelle et dont la géométrie est plus complexe. Des travaux modélisant des parois rocheuses très fracturées ont permis d'appréhender leur comportement (C. Wang et al. 2003 ; Duriez 2009) ou de déterminer les mécanismes de rupture ayant entraîné un glissement de grande ampleur (Eberhardt et al. 2004).

La MED permet également d'étudier le comportement mécanique des barrages et de leur massif de fondation ainsi que les mécanismes de rupture qui y sont liés. De nombreux travaux se sont ainsi intéressés aux barrages en maçonnerie, dont la nature se prête particulièrement bien à la MED (Bretas et al. 2013 ; Bretas et al. 2014), aux barrages-poids (Gimenes et Fernández 2006 ; Barla et al. 2004) ou aux barrages voûtes (Lemos 2011).

1.7. Synthèse du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons vu que le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées est influencé par de nombreux facteurs d'influence, dont les effets sont complexes à étudier : soit parce que la quantification du facteur d'influence est difficile (subjectivité, absence de méthodes normées), soit parce l'effet du facteur d'influence sur le comportement au cisaillement du joint ne fait pas consensus.

De nombreux travaux de recherche se sont également concentrés sur le développement de critères empiriques visant à évaluer la résistance au cisaillement des joints rocheux. Ces critères prennent souvent en considération un à deux facteurs d'influence, à l'aide de paramètres parfois subjectifs ou dont la signification physique pose question.

La nécessité d'analyser le comportement au cisaillement des joints rocheux à toutes les échelles a conduit la communauté scientifique à développer des méthodes numériques type MED, qui donnent des résultats en adéquation avec les observations expérimentales. Cependant en pratique, ces méthodes sont très peu utilisées dans l'ingénierie, comme le montre le chapitre suivant qui traite des recommandations professionnelles pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des discontinuités non liées.

Chapitre 2.

Recommandations professionnelles pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des discontinuités non liées

Nous avons vu que de nombreux facteurs influencent la résistance au cisaillement d'un joint rocheux. Certains sont complexes à évaluer, que ce soit sur le terrain ou en laboratoire (la rugosité), certains ne sont pas bien pris en compte dans les travaux de recherche (l'emboîtement) ou ne présentent pas de consensus scientifique autour de leur rôle sur le cisaillement (effet d'échelle).

La pratique du génie civil demande cependant des solutions pragmatiques vis-à-vis des problèmes associés au cisaillement des discontinuités rocheuses. Dans cette partie, un état des lieux des standards professionnels permettant d'évaluer ou de justifier la résistance d'un joint rocheux non lié est proposé.

2.1. Recommandations de l'ISRM

La Société Internationale de Mécanique des Roches (International Society for Rock Mechanics) (ISRM) édite régulièrement des ouvrages pour tenir à jour la communauté des évolutions de la recherche académique. Le plus récent contient un chapitre complet concernant l'évaluation de la résistance au cisaillement des joints rocheux (ISRM 2014 ; Muralha et al. 2014).

Celui-ci précise que l'évaluation de la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse s'effectue au moyen d'essais de cisaillement CNC, généralement conduits en laboratoire pour des raisons de coûts. Au cours des essais menés à des valeurs de contraintes normales proches de celles du terrain, les contraintes de cisaillement sont enregistrées. Comme cela a été évoqué dans la partie 1.3, ISRM (2014) distingue la phase de de pic et la phase résiduelle. Les contraintes enregistrées sont alors utilisées pour tracer des graphiques $\tau = f(\Delta_U)$ ou $\tau = f(\sigma_N)$ comme sur la Figure 2.1.

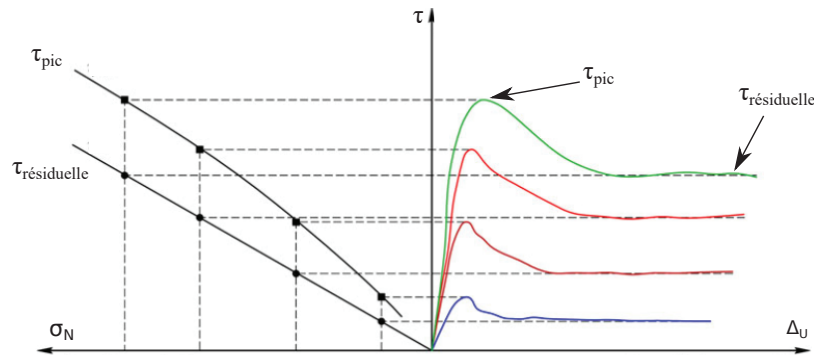


Figure 2.1. – Traitement analytique des résistances au cisaillement expérimentales, issu de (Muralha et al. 2014)

Si le travail expérimental est bien mené et les essais de cisaillement conduits à des niveaux de contraintes normales proches de ceux auxquels le joint est soumis sur le terrain, il est alors suggéré d'utiliser le critère de rupture de Mohr-Coulomb sous la forme de l'Équation 2.1 pour décrire l'enveloppe de rupture du joint.

$$\tau = C + \sigma_N \cdot \tan(\phi) \quad (2.1)$$

Cette pratique consiste en fait à effectuer une linéarisation de l'enveloppe de rupture expérimentale pour une gamme de contraintes normales donnée. Ici, le terme C est considéré, même pour des discontinuités non liées. Ce terme de cohésion correspond en réalité non pas à une cohésion réelle (lien entre les surfaces), mais à une cohésion apparente (Muralha et al. 2014).

En géotechnique, la distinction est faite entre deux termes de cohésion : la cohésion réelle et la cohésion apparente. Pour la mécanique des sols, la cohésion réelle provient de l'adhésion des grains entre eux, alors que dans l'étude du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses, la cohésion réelle est associée à une cimentation du joint (Hencher et Richards 2015). En d'autres termes, la cohésion réelle s'apparente à un lien physique, une adhésion entre deux composantes (grains, épontes d'un joint ...). De son côté, la cohésion apparente ne représente pas un lien physique, mais s'obtient par une extrapolation linéaire des résistances au cisaillement expérimentales pour une gamme de contraintes normales donnée (Muralha et al. 2014 ; Hoek 2007).

En mécanique des sols, le phénomène de cohésion apparente provient des mécanismes de succion qui se produisent dans la matrice granulaire (Ho et Fredlund 1982 ; Louati et al. 2015). En mécanique des roches, la cohésion apparente est liée à l'emboîtement d'un joint rocheux autour de sa rugosité (Amitrano et Schmittbuhl 2002) et, pour être plus précis, la cohésion apparente est le fruit d'aspérités en train d'être cisailées (Patton 1966a ; EPRI 1990 ; Richards 1975).

Dans le cas de discontinuités rocheuses non liées, considérées dans notre travail, aucune cohésion réelle n'est mobilisable. Dans ce cas, le critère de Mohr-Coulomb peut s'écrire de la façon suivante :

$$\tau = C_{App} + \sigma_N \cdot \tan(\phi) \quad (2.2)$$

La cohésion apparente correspond en fait à l'ordonnée à l'origine d'une linéarisation de Mohr-Coulomb de l'enveloppe de rupture du joint, pour une gamme de contraintes normales donnée (Figure 2.2).

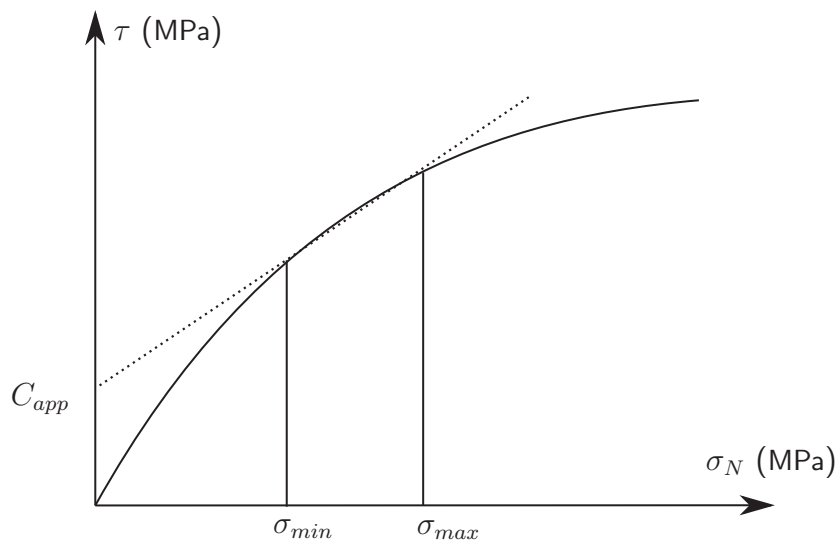


Figure 2.2. – Illustration de la linéarisation d'une enveloppe de rupture d'un joint rocheux au cisaillement et de la cohésion apparente

2.2. Justification au cisaillement des discontinuités des barrages-poids

La communauté professionnelle des barrages est très intéressée par les développements scientifiques qui portent sur le comportement au cisaillement des discontinuités. En effet, sous l'effet des sollicitations extérieures, les structures de type barrage-poids sont sensibles au cisaillement autour de trois types de discontinuités : roc-roc, roc-béton et béton-béton. Par souci de sécurité, les recommandations professionnelles ont tendance à suggérer de considérer ces discontinuités comme non liées dès qu'un doute subsiste sur leur état (CFBR 2012 ; Hydro-Québec 2003 ; Federal Energy Regulatory Commission 2016). Les sous-parties qui suivent vont présenter de manière succincte les différentes pratiques internationales concernant la justification au cisaillement des discontinuités.

2.2.1. Pratique en France

En France, le CFBR a récemment édité des recommandations vis-à-vis de la stabilité des barrages-poids et plusieurs parties sont dédiées à l'évaluation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant ou de cisaillement (CFBR 2012). L'évaluation de cet état-limite doit s'effectuer pour différentes combinaisons d'actions (quasi permanente, rare et extrême), définies dans le guide, le long de surfaces de rupture prédéfinies (reprises de bétonnage, interface roc-béton, discontinuités rocheuses). La formulation mathématique de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant est la suivante :

$$\frac{C}{\gamma_C} \cdot L + \frac{N \cdot \tan(\phi_{Pic} ; \phi_{Rési})}{\gamma_\phi} > \gamma_T \cdot T \quad (2.3)$$

Avec, pour une combinaison d'actions donnée :

- N et T, les résultantes normales et tangentielles des forces qui s'appliquent sur la discontinuité considérée ;
- L, la longueur de la discontinuité qui travaille en compression ;
- C et ϕ les valeurs de cohésion et d'angle de frottement (au pic ou au résiduel) ;
- γ , des coefficients partiels venant affecter les valeurs de cohésion, d'angle de frottement et de la résultante des forces tangentielles en fonction de la combinaison d'action.

Selon le CFBR, les essais de cisaillement en laboratoire sont le moyen le plus fiable pour pouvoir caractériser le comportement au cisaillement d'une discontinuité. Il est ainsi recommandé de caler les paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb ou de Barton (voir partie 1.4) en fonction des résultats expérimentaux obtenus. La formulation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant incite cependant à utiliser le critère de Mohr-Coulomb dans un intervalle donné de variation des contraintes normales.

Considérer une linéarisation de Mohr-Coulomb revient donc à déterminer le couple ($C; \phi$) où C correspond en fait à la cohésion apparente. Le guide précise cependant que la valeur de cohésion apparente obtenue en laboratoire est difficilement exportable à l'échelle d'un ouvrage et qu'il convient d'adopter une valeur très raisonnable, voire nulle, pour la cohésion à grande échelle (en pratique, cette valeur est presque systématiquement prise inférieure à 100 kPa). Ruggeri (2004) appuie la pratique française qui consiste à considérer une cohésion nulle, quelle que soit la discontinuité étudiée.

2.2.2. Pratique au Canada

Cette partie se base sur une norme régissant la pratique à Hydro-Québec pour évaluer la stabilité des barrages-poids (Hydro-Québec 2003), elle-même basée sur des publications des agences canadiennes aux barrages ou à l'électricité (CEA 1996 ; CDA 1999).

La justification de la stabilité au cisaillement d'une discontinuité rocheuse passe par le calcul d'un Facteur de Sécurité au Glissement (FSG), dont l'équation est la suivante :

$$FSG = \frac{(\Sigma V - U) \cdot \tan(\phi) + C \cdot A_C}{\Sigma H} \quad (2.4)$$

Où :

- ΣV et ΣH correspondent aux sommes des forces verticales et horizontales ;
- U les résultantes des sous-pressions ;
- C et ϕ les valeurs de cohésion et d'angle de frottement ;
- A_C , la surface de la discontinuité en compression.

Le calcul du FSG s'effectue pour différents cas de charge (normales, inhabituelles et extrêmes) et doit avoir une valeur minimale, fonction du cas de charge considéré.

À l'image de ce qui a précédemment été présenté en France, (Hydro-Québec 2003) préconise d'effectuer des essais de cisaillement en laboratoire afin de déterminer les valeurs des paramètres ($C; \phi$) de Mohr-Coulomb, qui est le seul critère de rupture proposé. La distinction entre cohésion réelle et apparente d'une discontinuité est d'ailleurs explicite, et l'utilisation d'une cohésion apparente est admise, dans les conditions suivantes :

- la cohésion apparente doit être justifiée par des résultats expérimentaux ;
- au moindre doute, ou en l'absence d'essai, la cohésion apparente est nulle ;
- une contrainte normale supérieure à 350 kPa est nécessaire pour pouvoir mobiliser la cohésion apparente (basé sur (EPRI 1990)).

2.2.3. Pratiques aux États-Unis

Pour les États-Unis, il existe au moins trois guides de conception des barrages-poids (USBR 1987 ; US Army Corps of Engineers 1995 ; Federal Energy Regulatory Commission 2016) et un guide de dimensionnement des fondations sur massifs rocheux (US Army Corps of Engineers 1994). Dans ces guides, la justification d'une discontinuité au cisaillement est analogue à l'approche canadienne, c'est-à-dire l'estimation d'un FSG (voir l'Équation 2.4).

Bien que l'allure curviligne de la relation $\tau = f(\sigma_N)$ soit à privilégier, l'utilisation d'une relation linéaire type Mohr-Coulomb sur la gamme de contraintes normales à laquelle est exposée l'ouvrage est considérée suffisante pour l'essentiel des cas à traiter (USBR 1987 ; US Army Corps of Engineers 1994). La détermination du couple ($C; \phi$) passe également par des campagnes d'essais de cisaillement en laboratoire. Une attention toute particulière doit être apportée lors de l'extrapolation des valeurs du laboratoire à l'échelle du barrage (en général, la cohésion sera prise nulle).

2.2.4. Synthèse des pratiques professionnelles

Le rapport Ruggeri (2004) synthétisant les pratiques internationales permet de constater que la stabilité d'un barrage-poids au cisaillement est essentiellement évaluée via le calcul d'un facteur de sécurité basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'angle de frottement ϕ est estimé empiriquement et la cohésion très souvent prise égale à zéro (Allemagne, Espagne, Norvège, Portugal, Suisse) dans un souci de sécurité.

L'essentiel des recommandations professionnelles visant à justifier la résistance au cisaillement d'un barrage-poids passe donc par l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Généralement, afin de déterminer les paramètres de ce critère, des essais expérimentaux sont requis et une linéarisation des résistances au cisaillement obtenues pour une gamme de contraintes normales donnée permet de déterminer la valeur de l'angle de frottement ϕ et de cohésion apparente C_{App} .

La cohésion apparente, largement évoquée dans les différents guides, est souvent considérée nulle pour des raisons de sécurité et d'extrapolation des résultats du laboratoire à l'ouvrage. Le fait que très peu de travaux de recherche concernant la notion de cohésion apparente (facteurs d'influence, conditions d'utilisations ...) soient disponibles dans la littérature, comme nous allons le voir ensuite, incite très certainement à la prudence de la profession des barrages.

2.3. La cohésion apparente dans la littérature

Bien que la notion de cohésion apparente soit souvent mentionnée par les différentes recommandations professionnelles, les travaux expérimentaux concernant son évaluation ou ses facteurs d'influence sont moins communs. Les sous-parties suivantes font la distinction entre les articles de recherche et les rapports techniques qui généralement suggèrent des valeurs de cohésion apparente.

2.3.1. Articles de recherche

Si la notion de cohésion apparente est couramment mentionnée et définie dans les articles de mécanique des roches récents (Park, Lee et al. 2013 ; Hencher et Richards 2015 ; H. Jang et B. Jang 2015 ; Singh et Basu 2017 ; Casagrande et al. 2018 ; H. Jang, Q. Zhang et al. 2018), les articles scientifiques traitant de son évaluation ou des facteurs d'influence sont plus rares.

Évoquons dans un premier lieu les travaux de thèse de Richards (1975) qui a conduit un grand nombre d'essais de cisaillement directs sur des joints naturels et artificiels. Richards (1975) a pu observer que la cohésion apparente d'une discontinuité pouvait dépendre : de la rugosité, du type et de l'état d'endommagement de la matrice rocheuse, de la présence d'un matériau de remplissage, de la contrainte normale utilisée pour

tracer l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb et enfin de l'échelle des échantillons. Lors de ce travail de thèse, les essais de cisaillement sont effectués principalement sur des discontinuités naturelles et les analyses de rugosité des joints se sont faites visuellement, à partir du JRC.

Par la suite, Maksimović (1996) a théorisé les facteurs influençant le comportement au cisaillement d'un joint rocheux et en est venu à suggérer que la cohésion apparente dépend effectivement de la rugosité. Récemment, Tang, Jiao et al. (2016) sont repartis des travaux précédents et ont proposé une formule mathématique qui relie la cohésion apparente à la rugosité du joint selon les complexes indicateurs de rugosité de Grasselli (Grasselli, Wirth et al. 2002). Les équations proposées par les auteurs sont cependant trop compliquées ou se servent de paramètres d'entrée sans signification physique précise pour pouvoir être utilisées en ingénierie.

Enfin, nous citons les travaux de (Koupouli et al. 2016), qui ont mené des essais de cisaillement direct sur des interfaces RPC-RPC (Remblai à Pâte Cimentée) et RPC-roc pour l'industrie minière. Ils ont montré qu'une valeur de cohésion apparente était bien exploitable en utilisant les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb et que cette dernière dépendait des matériaux en contact lors du cisaillement.

Si les études expérimentales mettent en avant des valeurs de cohésion apparente pertinentes qui dépendent de la rugosité, des propriétés mécaniques, du remplissage ou de l'échelle des joints, les formulations théoriques proposées par plusieurs auteurs semblent complexes et difficilement applicables en dehors du monde académique.

2.3.2. Rapports techniques

L'Electric Power Research Institute est un institut de recherche américain qui s'intéresse aux outils de production électrique, dont les barrages. Le rapport qu'il publie (EPRI 1990) inventorie notamment de nombreux résultats d'essais de cisaillement sur différents types de discontinuités pour de nombreux barrages-poids américains (joints de levés béton-béton et interface de fondation roc-béton). Les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb sont tracées, au pic de cisaillement comme en résiduel. Pour la grande majorité des études expérimentales, des valeurs de cohésion apparente sont obtenues pour le pic de cisaillement et il semblerait que ces valeurs soient dépendantes de la nature de la roche ou du béton dans lequel la discontinuité se trouve. Lors de la phase résiduelle, aucune valeur de cohésion apparente n'a été obtenue. Si la nature des roches et des bétons est bien décrite dans ce rapport, la morphologie du joint (rugosité, emboîtement ...) n'est en revanche pas analysée.

Un rapport finlandais plus récent regroupe les résultats d'essais de cisaillement direct conduit sur des discontinuités rocheuses naturelles dans le cadre d'un projet de centre d'enfouissement de déchets radioactifs (Jacobsson et al. 2016). En traçant

les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb pour les phases de pic et résiduelle au cisaillement de joints rocheux, Jacobsson et al. (2016) suggèrent des valeurs de cohésion apparente. Ainsi, sur la gamme de contraintes normales (0,5 MPa à 5 MPa), les valeurs de cohésion apparente au pic de cisaillement ($C_{App\ Pic}$) obtenues vont de 180 kPa à 1570 kPa et dans la phase résiduelle du cisaillement ($C_{App\ Résiduel}$) de 29 kPa à 304 kPa. Cependant, si la description géologique des discontinuités et des roches est de qualité, l'analyse de la morphologie des discontinuités n'est pas disponible. Par ailleurs, le protocole mis en place pour cette étude expérimentale est discutable. Comme les essais portent sur des joints naturels et dont la quantité est limitée, les ingénieurs ont répété jusqu'à 4 essais de cisaillement direct sur les mêmes joints, relevant pour chaque essai les valeurs de résistances au cisaillement au pic et résiduelle. Or le premier essai de cisaillement est susceptible d'endommager le joint et d'altérer ses propriétés morphologiques et mécaniques. Les résultats des essais consécutifs peuvent alors être biaisés par les essais précédents, endommageant chacun leur tour le joint. Cet endommagement semble d'ailleurs observable dans le rapport de Jacobsson et al. (2016).

En synthèse, les résultats expérimentaux présentés dans les deux rapports évoqués sont similaires : des valeurs de cohésion apparente ont été obtenues au pic de cisaillement, dont la valeur dépend du type de roche dans lequel se trouve le joint. Lors de la phase résiduelle du cisaillement, les cohésions apparentes observées ont des valeurs bien plus faibles, voire nulles. La cohésion apparente semble donc influencée à la fois par les propriétés mécaniques de la roche, mais également par l'étape du cisaillement dans lequel le joint se trouve (pic ou résiduel). Pour les deux rapports, l'analyse de la morphologie des joints est absente.

2.3.3. Facteurs d'influence de la cohésion apparente

Au travers des différents rapports techniques et travaux de recherche présentés, il semble que la cohésion apparente est influencée par des facteurs d'influence analogues à ceux qui affectent le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse :

- la rugosité du joint (Maksimović 1996 ; Tang, Jiao et al. 2016 ; Richards 1975) ;
- les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse (Jacobsson et al. 2016 ; EPRI 1990 ; Koupouli et al. 2016 ; Richards 1975) ;
- le remplissage de la discontinuité (Richards 1975) ;
- l'échelle (Richards 1975).

2.4. Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons listé les recommandations faites aux ingénieurs afin d'estimer la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses. En mécanique des roches et dans le cas de discontinuités non liées, l'ISRM précise que l'évaluation de

la résistance au cisaillement doit se faire à l'aide d'essais de cisaillement direct (in situ ou en laboratoire) sous une gamme de contraintes normales donnée, proche de la réalité de terrain. Les résistances au cisaillement lors des phases de pic (rupture) et résiduelle (fin d'essai) sont enregistrées afin de permettre, par linéarisation, le tracé de deux enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb.

Cette pratique (essais expérimentaux et linéarisation de Mohr-Coulomb) est adoptée par un grand nombre de recommandations nationales de la communauté des barrages. Nous avons notamment vu que les réglementations françaises, canadiennes et américaines utilisent le critère de Mohr-Coulomb pour évaluer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis du cisaillement.

Le tracé des enveloppes de Mohr-Coulomb conduit à l'obtention de deux valeurs : une cohésion et un angle de frottement. Dans le cas de discontinuités rocheuses non liées, la cohésion réelle n'est pas disponible puisque le joint ne comporte pas de cimentation. En revanche, la cohésion apparente, issue de l'emboîtement du joint autour de sa rugosité, est mobilisable.

La cohésion apparente a fait l'objet de peu de travaux de recherche et n'est peu ou pas considérée par les guides de conception de la communauté des barrages pour des raisons de sécurité. Or, se priver d'un tel paramètre de résistance dans la justification d'un ouvrage est une pratique conservatrice, qui réduit la connaissance de la marge de sécurité des structures vis-à-vis d'événements extrêmes (crues, séismes ...).

Chapitre 3.

Proposition de thèse

3.1. Problématique

Appréhender le comportement au cisaillement d'un joint rocheux est d'une grande importance pour les ingénieurs, dans le cadre d'infrastructures de génie civil ou minières et l'étude bibliographique présentée nous a permis de constater que :

- le comportement au cisaillement d'un joint rocheux est difficile à appréhender, car de nombreux facteurs d'influence jouent un rôle important. La prise en considération de ces facteurs d'influence reste également délicate dans le cadre de projets d'ingénierie : soit parce que les méthodes permettant leur quantification sont subjectives, complexes, ou inexistantes, soit parce qu'il n'y a pas de consensus autour de leurs effets ;
- le milieu académique a proposé de nombreux modèles mécaniques et critères de rupture permettant d'évaluer le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées tout en prenant en compte l'effet d'un facteur d'influence. Souvent couplés à l'utilisation de méthodes MED, ces modèles et critères de rupture permettent ainsi d'analyser le comportement d'un joint rocheux sous différentes conditions. Cependant, ces modèles mécaniques et critères de rupture sont pour la plupart empiriques et développés pour illustrer l'effet d'un seul facteur d'influence sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse non liée. Ainsi, il n'existe à l'heure actuelle aucun modèle ou critère global, prenant en compte l'ensemble des facteurs d'influence supposés. Par exemple, si les modèles mécaniques qui prennent en compte l'effet de la rugosité donnent de bons résultats, ils sont conçus pour des discontinuités parfaitement emboîtées et non remplies. Des joints hors de ces conditions sont cependant courants et de tels modèles ne peuvent estimer avec précision leur comportement au cisaillement ;
- en conséquence, les différentes normes et recommandations professionnelles suggèrent généralement l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb pour pouvoir tracer l'enveloppe de rupture des joints rocheux non liés. Des essais de cisaillement direct en laboratoire sont requis afin d'être en mesure de déterminer les paramètres de Mohr-Coulomb, C et ϕ ;

- cependant, l'extrapolation de résultats en laboratoire à l'échelle d'un ouvrage est délicate. Par prudence, différentes recommandations professionnelles relatives aux barrages-poids proposent alors de considérer les discontinuités d'un barrage comme non liées. Dans ces conditions, la cohésion réelle est donc nulle. Toutefois, sous l'action d'une contrainte normale, l'emboîtement des discontinuités autour de la rugosité peut permettre de mobiliser la cohésion apparente ;
- les différents guides, bien qu'évoquant la notion de cohésion apparente, restent assez peu enclins à son utilisation. Cette pratique est également confortée par le peu de travaux de recherche portant sur la cohésion apparente. Cependant, plusieurs rapports techniques et études font état de valeurs de cohésion apparente mobilisables. La non-considération d'une valeur de cohésion apparente obtenue après réalisation d'une campagne expérimentale revient à sous-estimer la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses.

Nous constatons donc que l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb sur la base de résultats expérimentaux est la méthode la plus utilisée et pertinente pour justifier la résistance au cisaillement des discontinuités des barrages-poids. Cette pratique permet d'obtenir une valeur de cohésion apparente, issue des différents facteurs d'influence, dont l'emboîtement et la rugosité du joint. Toutefois, faute de travaux permettant de la caractériser, la cohésion apparente n'est pas souvent prise en compte par la profession.

3.2. Questions de recherche

Compte tenu de notre analyse de la problématique et à l'issue de la revue de littérature, les questions scientifiques qui apparaissent pour appréhender le comportement au cisaillement des discontinuités non liées des barrages-poids sont les suivantes :

1. Quels sont les facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux non liés ?

Cette question se pose dans un contexte de joints rocheux non liés, soumis à de faibles contraintes normales, à l'image des joints situés à l'interface roc-béton des fondations des barrages-poids. Dans cette première question, des réponses plutôt quantitatives sur les facteurs d'influences sont attendues.

2. Comment produire une modélisation numérique d'un joint rocheux au cisaillement performante et susceptible de prendre en considération l'ensemble des facteurs d'influence étudiés ?

Cette modélisation numérique devra prendre en compte le critère de Mohr-Coulomb, qui est le critère le plus pertinent pour la profession et être multiéchelle (échelle du laboratoire, de l'ouvrage).

Pour répondre à la première question, il faut lever les biais expérimentaux observés dans les différentes études académiques ou rapports techniques présentés. Ces biais sont :

1. une description incomplète des joints rocheux, de leur rugosité, de leur emboîtement, de leur état d'endommagement ou de leurs propriétés mécaniques.
2. le tracé des enveloppes de rupture provenant d'essais expérimentaux conduits sur différents joints naturels, dont certains facteurs d'influence peuvent être extrêmement différents d'un joint à l'autre.
3. le tracé des enveloppes de rupture découlant d'essais expérimentaux conduits sur un seul et même joint, négligeant ainsi l'effet de l'endommagement du joint sur son comportement mécanique au cisaillement

Il faudrait donc mettre en œuvre un protocole expérimental, où les différentes propriétés géométriques et mécaniques des discontinuités seraient parfaitement décrites et leurs effets sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse étudiés indépendamment. Cela permettrait de faire une analyse du rôle des différents facteurs qui influencent : i) le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse et ii) le tracé des enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb (et donc la cohésion apparente) .

La seconde question sera abordée sous un angle numérique avec l'utilisation de méthodes MED, qui constituent l'état de l'art de la modélisation numérique des joints rocheux :

1. basé sur des modélisations d'essais de cisaillement direct et des lois numériques calées sur les résultats expérimentaux précédents, il s'agirait d'évaluer la réponse du modèle mécanique de Mohr-Coulomb, dont l'utilisation est suggérée par les différentes recommandations, face à d'autres modèles plus élaborés tels que le modèle Continuous-Yielding.
2. les résultats expérimentaux et les modèles mécaniques développés en laboratoire pourraient être extrapolés à l'échelle d'un ouvrage type barrage-poids. Nous chercherions alors à analyser la réponse de l'ouvrage sous différentes combinaisons d'actions en fonction des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb précédemment développé.

3.3. Objectifs spécifiques

La thèse proposée vise à répondre à ces questions. Les objectifs suivants serviront de jalons :

1. déterminer les facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux. En particulier : la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement, les propriétés mécaniques des matériaux, le type de contact et la contrainte normale.
 - a) cet objectif qui implique la réalisation d'essais de cisaillement direct, permet également d'analyser l'effet des facteurs sus-cités sur la cohésion apparente des discontinuités rocheuses non liées.
 - b) le tracé des enveloppes de rupture nécessite la conduite de plusieurs essais de cisaillement dans les mêmes conditions expérimentales. Les facteurs d'influence étudiés devront donc être bien définis et identiques d'un essai à l'autre pour tracer les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb les plus précises possible.
2. sur la base des essais expérimentaux obtenus en laboratoire, produire une modélisation numérique MED du comportement au cisaillement d'un échantillon de joint rocheux.
3. analyser l'effet de la prise en compte de la rugosité sur la résistance d'un ouvrage de type barrage-poids face à des combinaisons d'actions extrêmes en extrapolant le modèle mécanique numérique retenu à l'échelle d'un barrage-poids.

Une première partie traitera des aspects expérimentaux : développement des procédés expérimentaux, choix des facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux, leur caractérisation, essais de cisaillement et évaluation de l'effet des facteurs d'influence étudiés, estimation de valeurs de cohésion apparente.

La seconde partie portera sur les développements numériques : choix des modèles mécaniques utilisés, calage et validation de ces modèles à l'échelle du laboratoire et extrapolation à l'échelle d'un barrage-poids fictif.

3.4. Contributions originales de ce travail

À la lumière de ce qui vient d'être dit, les contributions originales de ce travail sont :

1. une étude expérimentale des différents facteurs d'influence du comportement et des mécanismes de cisaillement des joints rocheux soumis à de faibles contraintes normales.
2. l'écriture d'un modèle mécanique de Mohr-Coulomb avec prise en compte de la rugosité à l'échelle de l'échantillon du joint rocheux et son extrapolation à l'échelle d'un barrage-poids fictif.

Deuxième partie :

Étude expérimentale des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse

Partie introductive

Cette partie présente le travail expérimental, dont l'objectif principal est de déterminer les facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse. 110 essais de résistance au cisaillement ont été menés sur des répliques de joint rocheux dont les paramètres morphologiques ou mécaniques varient.

Le premier chapitre décrit le protocole expérimental : précisions sur les répliques et leur fabrication, caractérisation des facteurs d'influence étudiés ou encore détail du dispositif de cisaillement utilisé.

Le deuxième chapitre synthétise l'ensemble des résultats des essais de cisaillement qui ont été conduits. Le rôle des différents facteurs d'influence envisagés sur le comportement mécanique au cisaillement d'un joint rocheux est détaillé.

Sommaire

4	Dispositions expérimentales	50
4.1	Fabrication des répliques artificielles de discontinuités rocheuses	50
4.2	Numérisation des joints	52
4.3	Les essais de résistance cisaillement à Contrainte Normale Constante (CNC)	54
4.4	Plan d'expériences pour la caractérisation des facteurs d'influence . . .	55
4.4.1	La rugosité	56
4.4.2	L'endommagement	59
4.4.3	L'emboîtement des épontes	59
4.4.4	La résistance mécanique du matériau	60
4.4.5	Le type de contact	61
4.4.6	Intervalles de contrainte normale utilisés pour tracer l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb	62
4.4.7	Synthèse du programme expérimental	62
5	Résultats de l'analyse des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse	65
5.1	Rôle de la rugosité	65
5.1.1	Objectifs	65
5.1.2	Résultats des essais	66
5.1.2.1	Analyse des contraintes de cisaillement	66
5.1.2.2	Analyse des angles de dilatance	69
5.1.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	71
5.1.3.1	Avec les contraintes de cisaillement au pic	71
5.1.3.2	Avec les contraintes de cisaillement résiduelles	72

5.1.4	Synthèse de l'effet de la rugosité sur le comportement au cisaillement du joint	74
5.2	Rôle de l'endommagement	75
5.2.1	Objectifs	75
5.2.2	Variation des indicateurs de rugosité à la suite d'un cisaillement	75
5.2.3	Résultats des essais	76
5.2.3.1	Analyse des contraintes de cisaillement	76
5.2.3.2	Analyse des angles de dilatance	77
5.2.3.3	Hypothèses sur la différence de comportement entre répliques intactes et endommagées	79
5.2.4	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	80
5.2.5	Synthèse de l'effet de l'endommagement d'un joint sur son comportement au cisaillement	82
5.3	Rôle de l'emboîtement	84
5.3.1	Objectifs	84
5.3.2	Résultat des essais	84
5.3.2.1	Analyse des contraintes de cisaillement	84
5.3.2.2	Analyse des angles de dilatance	85
5.3.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	87
5.3.4	Synthèse de l'effet de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux	88
5.4	Rôle des propriétés mécaniques des matériaux	89
5.4.1	Objectifs	89
5.4.2	Résultats des essais	90
5.4.3	Analyse des régressions linéaires	93
5.4.4	Synthèse de l'effet des propriétés mécaniques sur le cisaillement	94
5.5	Rôle du type de contact	95
5.5.1	Objectifs	95
5.5.2	Résultats des essais	95
5.5.2.1	Analyse des contraintes de cisaillement	95
5.5.2.2	Analyse des angles de dilatance	97
5.5.3	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	99
5.5.4	Synthèse de l'effet du contact sur le comportement au cisaillement	100
5.6	Répétabilité des essais de cisaillement	100
5.7	Rôle de l'intervalle de contrainte normale	102
5.7.1	Objectifs	102
5.7.2	Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb	103
5.7.3	Synthèse de l'effet de contrainte normale	105
5.8	Synthèse globale des résultats expérimentaux	105
5.8.1	Facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'un joint	105
5.8.2	Facteurs d'influence de la cohésion apparente et de l'angle de frottement des enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb	106

Chapitre 4.

Dispositions expérimentales

L'étude expérimentale présentée ici est une étude paramétrique, visant à évaluer de façon indépendante les effets de la rugosité, de l'endommagement, de l'emboîtement, des propriétés mécaniques des épontes et du type de contact sur le comportement au cisaillement d'un joint.

110 essais de cisaillement direct ont été conduits en conditions CNC, sous des contraintes normales analogues à celles observables dans les fondations superficielles de génie civil, telles que les fondations des barrages (de 100 kPa à 1000 kPa). Comme les essais de cisaillement direct sont destructifs et qu'il est impossible de trouver des joints naturels présentant exactement les mêmes caractéristiques mécaniques et morphologiques, des répliques de joints ont été utilisées. Généralement obtenues à l'aide de moulages en silicone et de matériau sans retrait (plâtres, mortiers), l'utilisation de répliques est bien connue de la communauté scientifique et de nombreuses publications de mécanique des roches ont utilisé cette technique (Patton 1966a ; Jing et al. 1992 ; Kumar et Verma 2016). Dans le cadre de cette étude, l'utilisation de répliques de joints permet d'évaluer les facteurs d'influence du cisaillement d'une discontinuité de manière précise et sans biais liés à des échantillons endommagés ou différents d'un essai à l'autre.

4.1. Fabrication des répliques artificielles de discontinuités rocheuses

Des moulages en silicone (90 mm × 100 mm) ont été utilisés pour fabriquer des répliques présentant les mêmes caractéristiques morphologiques qu'une discontinuité naturelle. Le laboratoire de mécanique des roches de l'Université de Sherbrooke possède plusieurs blocs de granite de grandes dimensions, qui ont servi de surfaces de départ pour confectionner les moules initiaux ("Silicone - A" sur la Figure 4.1). Comme la Figure 4.1 le montre, il existe deux protocoles pour obtenir une réplique complète de joint en mortier qui présente une morphologie naturelle. Soit le moule "Silicone - A" est utilisé comme moule pour :

- I) fabriquer avec du mortier l'éponte A, qui sert ensuite elle-même de moule à l'éponte B.
- II) confectionner le moule "Silicone - B", qui à fabriquer l'éponte B tandis que le moule "Silicone - A" est utilisé pour fabriquer l'éponte A.

Les deux protocoles ont été utilisés pour cette étude. Cela mène à des répliques de joint présentant la même rugosité, mais des ouvertures légèrement différentes. L'utilisation d'un protocole plutôt qu'un autre correspondant à une variation du paramètre d'emboîtement. Plus de détails concernant les différents facteurs d'influence étudiés sont présentés dans la partie suivante (partie 4.4).

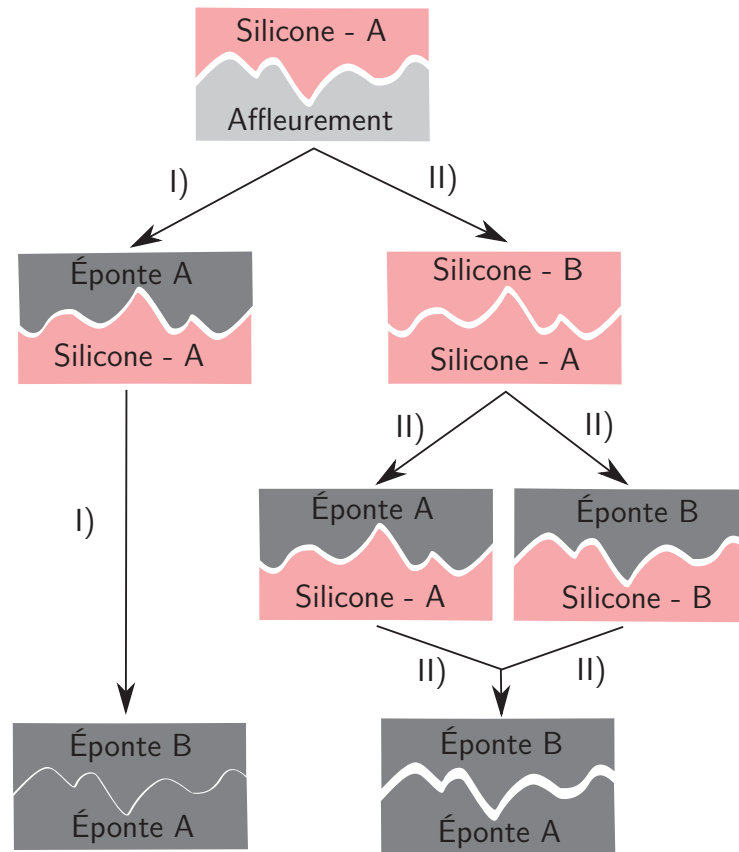


Figure 4.1. – Schéma simplifié des deux protocoles de fabrication des répliques

4.2. Numérisation des joints

Avant de procéder aux essais de cisaillement, les surfaces de chacune des répliques ($90\text{ mm} \times 100\text{ mm}$) ont été numérisées, dans le but d'avoir une estimation précise de leur rugosité. 110 numérisations "précisaillement" ont ainsi été réalisés. La numérisation des surfaces a été effectuée à l'aide d'un profilomètre sans-contact. Cet outil, montré sur la Figure 4.2, est composé d'un bras articulé sur lequel un laser est fixé. Le bras permet la localisation du laser dans le plan x-y quand ce dernier mesure l'élévation z de la surface en cours de numérisation. La résolution ($72\text{ }\mu\text{m}$ pour les axes x et y et $16\text{ }\mu\text{m}$ pour les z) permet l'enregistrement de près de 6 millions de points pour chaque réplique.

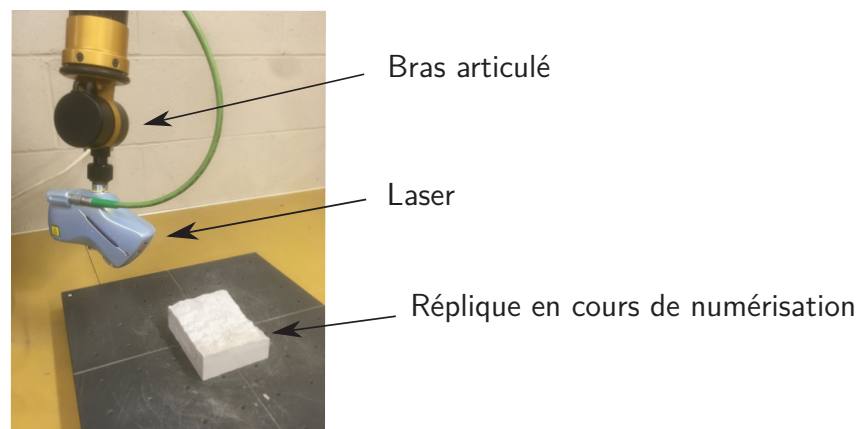


Figure 4.2. – Profilomètre laser utilisé pour cette étude

Les fichiers de données sont ensuite importés dans Matlab afin de procéder à un maillage (intervalle de $0,5\text{ mm}$ sur les x et y). Un algorithme spécialement conçu traite alors les surfaces maillées afin d'estimer la valeur des différents indicateurs de rugosité retenus pour l'étude. L'algorithme, dont la logique est illustrée sur la Figure 4.4, fonctionne comme suit :

- autour des bords, 5 mm de données sont supprimés afin d'éviter les effets de bords (Z. Zhao et al. 2018). Cette opération permet d'éviter de considérer des données possiblement faussées par l'opérateur, qui pourrait avoir numérisé des points situés sur l'arrête de la réplique ;
- 160 profils (un tout les $0,5\text{ mm}$) parallèles à la future direction de cisaillement sont générés ;
- les indicateurs de rugosités sont calculés pour la surface ou pour chacun des 160 profils. Les indicateurs de rugosité utilisés pour cette étude sont les suivants : l'étendue k , l'angulation moyenne des aspérités A_i , le Z_2^+ et le JRC . Ce sont des indicateurs classiques de la littérature scientifique, retenus pour leur signification physique, leur facilité d'évaluation et qui sont calculés selon diverses formules statistiques, évoquées dans la partie 1.3.2.2 ;

- pour chacun des joints numérisés, l'algorithme a calculé 160 valeurs pour les indicateurs de rugosité étudiés. La distribution des valeurs des différents indicateurs de rugosité est tracée (voir la Figure 4.3 à titre d'exemple) et une moyenne générale ainsi qu'un écart-type pour chacun des indicateurs sont calculés. La moyenne étant alors considérée comme valeur finale décrivant la rugosité du joint (voir le Tableau 4.1 à titre d'exemple).

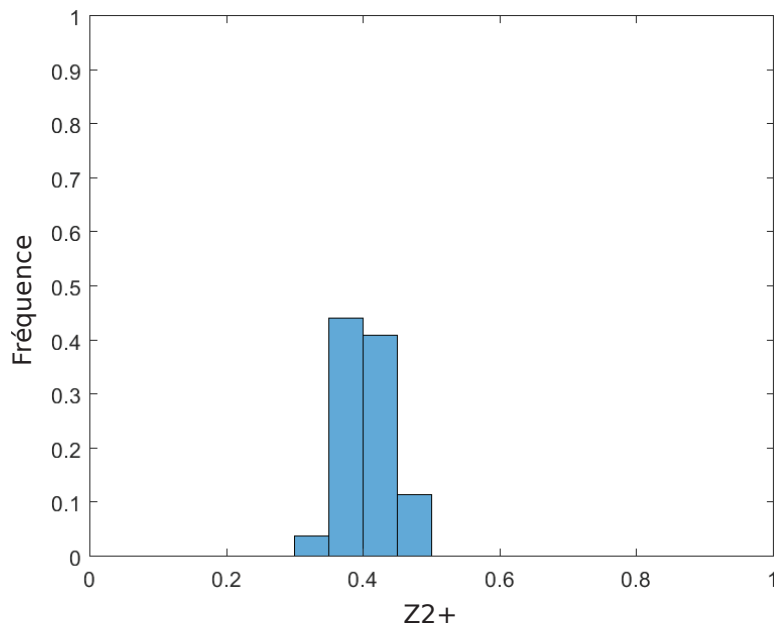


Figure 4.3. – Exemple d'une distribution de Z_2^+ des 160 profils d'une réplique donnée

Tableau 4.1. – Exemple pour une réplique donnée, des moyennes des indicateurs de rugosité et écarts-types associés

Indicateur de rugosité	Moyenne aux profils	Écart-type
A_i (°)	12,9	0,9
Z_2^+	0,404	0,035
JRC	14,7	1,1

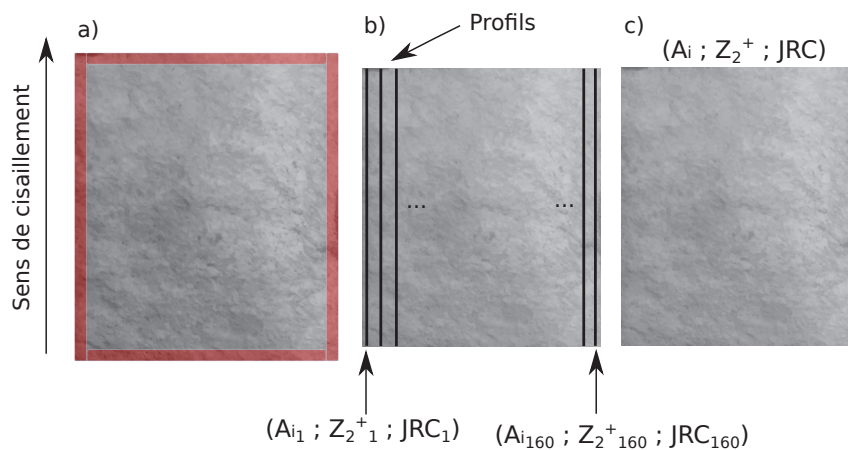


Figure 4.4. – Fonctionnement de l'algorithme de calcul des indicateurs de rugosité. Dans un premier temps, les bords de la surface sont découpés (a). Les indicateurs de rugosité sont alors calculés par profils (b) avant d'être estimés pour la surface entière via une moyenne (c).

4.3. Les essais de résistance cisaillement à Contrainte Normale Constante (CNC)

Une fois les répliques confectionnées puis numérisées, les essais de cisaillement direct peuvent être entrepris. Le laboratoire de mécanique des roches de l'Université de Sherbrooke dispose d'une presse hydraulique MTS pilotée par ordinateur d'une capacité de 3000 kN qui permet de réaliser des essais en conditions CNC. La Figure 4.5 présente de façon schématique la presse utilisée.

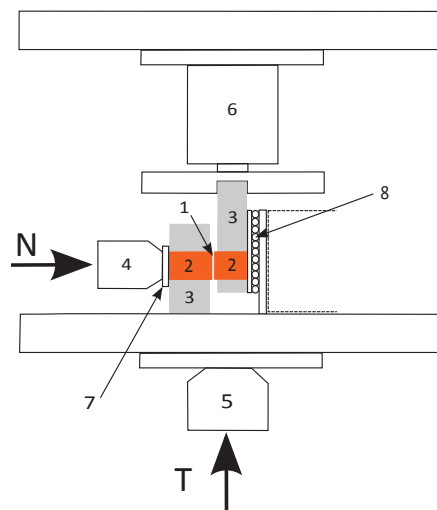


Figure 4.5. – Schéma de la presse hydraulique MTS utilisée pour les essais de cisaillement directs

Le joint (1) est le contact non lié entre les deux épontes de la réplique (2, en orange), elles-mêmes scellées dans les boîtes de cisaillement (3). La boîte inférieure (gauche) est en mouvement durant l'essai de cisaillement, alors que la boîte supérieure (droite) reste immobile, fixée au bâti de la presse hydraulique. La force normale N est appliquée horizontalement à l'aide d'un vérin hydraulique (4) et est contrôlée par un ordinateur à l'aide de la cellule de charge (7) afin d'être constante tout au long de l'essai (essai CNC). La force tangentielle de cisaillement T est appliquée verticalement via un vérin hydraulique (4) et enregistrée avec une autre cellule de charge (6). Le système de roulements (8) permet à l'ensemble du mécanisme de se déplacer verticalement, sans rotations résiduelles. Les déplacements normal et tangentiel sont également enregistrés à l'aide de deux capteurs (LVDT), installés sur le système (non visibles sur la Figure 4.5).

Les essais de cisaillement sont menés sous 6 valeurs de contraintes normales qui correspondent à la gamme des contraintes normales observées dans les fondations de barrages-poids : 100, 200, 350, 600, 800 et 1000 kPa, à un taux de cisaillement de 0,1 mm/min, selon les préconisations de Muralha et al. (2014). Les essais sont stoppés après 3 mm de déplacement tangentiel pour des raisons de coût en temps expérimental. Généralement nous observons une stabilisation de la contrainte de cisaillement après que l'échantillon ait atteint 3 mm de déplacement tangentiel. Le temps, les déplacements normal et tangentiel (Δ_V et Δ_U) ainsi que les forces normale et tangentielle sont enregistrés au cours de l'essai.

Les résultats de ces essais peuvent-être visualisés avec des courbes de cisaillement, qui illustrent la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel ($\tau = f(\Delta_U)$), et des courbes de dilatance, montrant le déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel ($\Delta_V = f(\Delta_U)$), comme expliqué dans le chapitre 1.3.

4.4. Plan d'expériences pour la caractérisation des facteurs d'influence

Des séries de 6 répliques ont été réalisées afin d'évaluer l'effet sur le cisaillement d'un joint rocheux de : la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement, les propriétés mécaniques des épontes, le type de contact et enfin la gamme de contraintes normales sur laquelle les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb sont réalisées. Chacun des facteurs est analysé selon les éléments suivants :

- facteur "rugosité" : 4 morphologies de joint (J1, J2, J3 ou J4) ;
- facteur "endommagement" : 2 états, intact (Endo_0) ou endommagé (Endo_1) ;

- facteur "emboîtement" : 2 possibilités, parfait (+) ou correct (-) ;
- facteur "matériau" : les répliques ont été réalisées avec 3 mortiers différents (M1, M2 et M3) ;
- facteur "contact" : soit homogène (joint séparant deux épontes qui ont les mêmes propriétés mécaniques, comme les joints roc-roc ou béton-béton) ? Soit hétérogène (le joint est à l'interface de deux matériaux différents, par exemple un contact roc-béton) ;
- facteur "contrainte normale" : 3 intervalles de contraintes normales ont été utilisés pour tracer les enveloppes de Mohr-Coulomb (L1, L2 et L3).

Les sous-parties suivantes présentent en détail les facteurs d'influence, les méthodologies associées ainsi que leur caractérisation.

4.4.1. La rugosité

La rugosité des répliques est considérée au moyen de 4 valeurs différentes : J1, J2, J3 ou J4, correspondant aux différentes morphologies des blocs de granite utilisés pour confectionner les moulages en silicone. Toutes les répliques ont fait l'objet d'une numérisation de leur surface avant les essais de cisaillement (partie 4.2). Cela permet d'apprécier visuellement les répliques (Figure 4.6), mais également d'évaluer les valeurs des indicateurs de rugosités (Tableau 4.2). Ainsi, pour tester l'effet du facteur rugosité sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux, nous avons utilisé 4 joints dont les rugosités sont différentes : J1 est une surface d'aspect lisse et la rugosité augmente progressivement pour J2, J3 et J4. L'ensemble des indicateurs de rugosité augmente en effet de J1 à J4 (Tableau 4.2).

Tableau 4.2. – Indicateurs de rugosités pour les surfaces étudiées. \emptyset correspond à la valeur moyenne et σ à l'écart-type.

Joint		J1 (6 répliques)	J2 (6 répliques)	J3 (6 répliques)	J4 (6 répliques)
k (mm)	\emptyset	5,3	6,6	7,4	13,2
	σ	0,6	0,8	0,5	1,5
A_i (°)	\emptyset	7,9	10,1	13,2	15,8
	σ	0,4	0,3	0,5	0,3
Z_2^+	\emptyset	0,2517	0,3183	0,4135	0,5670
	σ	0,019	0,017	0,009	0,009
JRC	\emptyset	8,7	12,0	15,2	18,6
	σ	0,6	0,3	0,6	0,3

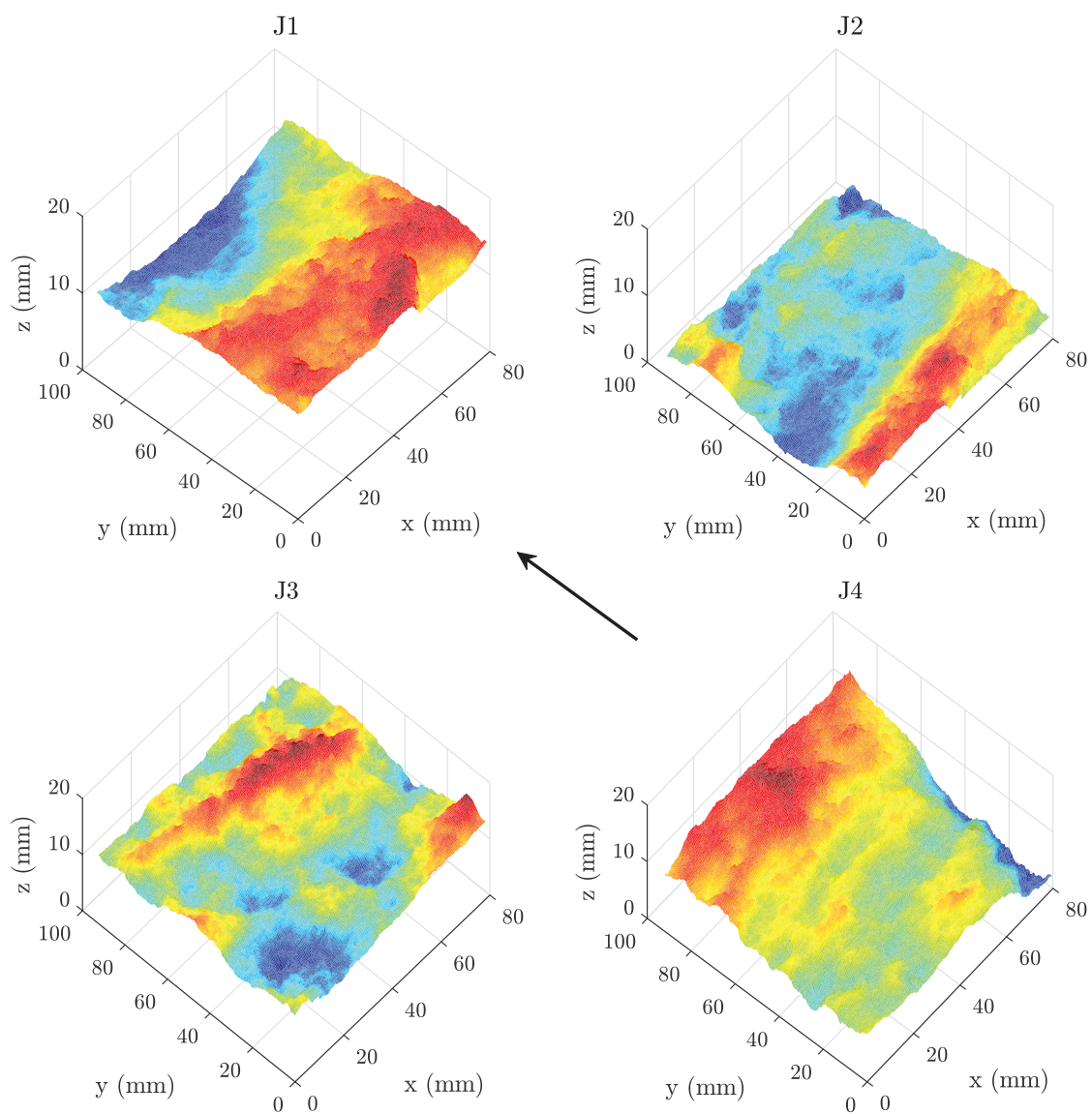


Figure 4.6. – Visualisation des surfaces maillées dans Matlab. Les échelles de couleurs sont différentes d'une numérisation à l'autre et la flèche représente le sens de cisaillement.

Les numérisations des surfaces des répliques de joints permettent d'isoler un à un les profils décrivant la surface des répliques. La Figure 4.7 montre l'exemple du profil central des différentes répliques de joint utilisées dans l'étude. Dans la suite, nous utiliserons, comme évoqué dans la partie 1.3.2.2 et par Patton (1966b) :

- "aspérité" pour qualifier un changement brutal d'altitude ;
- "ondulation" une variation d'altitude moins prononcée.

Nous voyons que le profil central de J1 présente peu d'aspérités et une petite ondulation (entre 10 and 50 mm). Au contraire, J4 propose un profil central très rugueux, avec de petites aspérités sur l'ensemble du profil et 4 aspérités importantes qui régiront très sûrement le comportement au cisaillement (5-15 mm ; 30-45 mm ; 50-65 mm ; 70-75 mm). Si le profil central de J3 semble avoir des aspérités plus pentues que celui de J2, les profils centraux des deux joints montrent une ondulation (entre 60 and 90 mm).

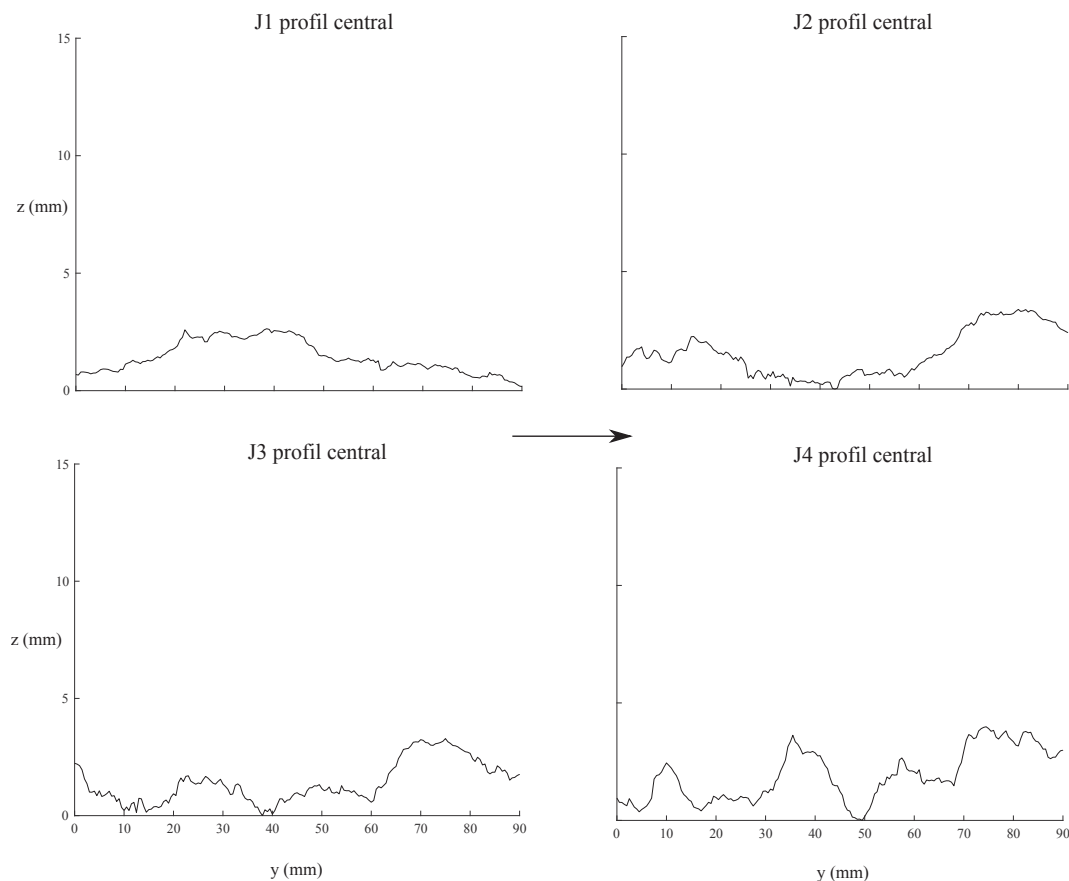


Figure 4.7. – Profils centraux des 4 types de rugosités utilisées pour fabriquer les répliques de joint. La flèche représente le sens de cisaillement.

4.4.2. L'endommagement

Le second facteur d'influence étudié est l'endommagement. Nous avons retenu deux états d'endommagement : i) les répliques sont intactes et donc non endommagées, notation Endo_0 ou ii) les répliques sont endommagées, notation Endo_1. La différenciation de ces états d'endommagement est qualitative et dépend du nombre d'essais précédemment effectués sur la réplique :

1. les répliques fraîches, venant d'être fabriquées et qui vont subir leur premier essai de cisaillement sont classées comme intactes.
2. après le premier essai de cisaillement sous une valeur de contrainte normale σ_1 , les répliques deviennent alors endommagées.

Le système est ensuite démonté, les répliques nettoyées et numérisées à nouveau. Un second essai de cisaillement a ensuite lieu, sous la même contrainte normale que le premier (σ_1). Cette disposition expérimentale permet ainsi d'apprécier qualitativement l'effet de l'endommagement sur le comportement au cisaillement d'une réplique de joint rocheux. La Figure 4.8 montre deux répliques, l'une intacte et l'autre endommagée, avant un essai de cisaillement.

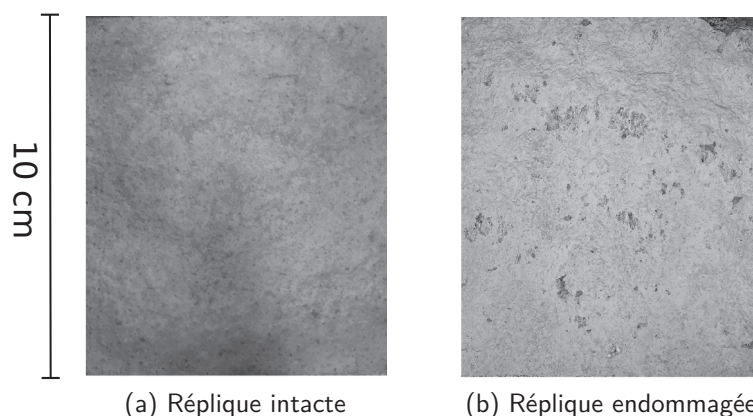


Figure 4.8. – Illustration des deux états d'endommagement

4.4.3. L'emboîtement des épontes

La majorité des joints observables dans la nature ont déjà subi diverses altérations comme de l'érosion, de l'endommagement ou des déplacements, entraînant des conditions d'emboîtement imparfaites (J. Zhao 1997a ; Tang et Wong 2016). Pour prendre en compte cette réalité, nous avons mis en place un protocole de fabrication des répliques permettant d'obtenir deux emboîtements. Pour rappel, l'emboîtement ("interlocking" ou "matching" en anglais) correspond à une à la proportion de contact entre les épontes du joint.

Dans la partie 4.1, nous avons présenté les deux protocoles utilisés pour fabriquer les répliques naturelles de joint. Pour une même roche de départ, les répliques issues de ces protocoles présenteront des rugosités similaires, mais des emboîtements légèrement différents. Visuellement, le protocole I permet de fabriquer des répliques *parfaitement* emboîtées (+), alors que le protocole II conduit à des répliques *correctement* emboîtées (-). Notons que la distinction entre ces deux états est subjective puisqu'il n'existe pas, à notre connaissance, de méthodes objectives pour déterminer l'emboîtement d'un joint (voir partie 1.3.2.4).

Ainsi, l'emboîtement des répliques est considéré comme parfait (+) lorsque le joint est tout juste perceptible à l'œil. On parle de joint fermé et donc sans valeur d'ouverture (ISRM 1978).

Au contraire, les répliques dont l'emboîtement est correct (-) correspondent à des joints avec une légère valeur d'ouverture (ISRM 1978). Ainsi, pour ces répliques correctement emboîtées, nous avons mesuré, à l'aide des numérisations et d'une différence d'altitude entre les épontes, une ouverture de 0,5 mm. Pour les joints correctement emboîtés, le contact effectif entre les épontes n'est donc possible qu'en quelques points seulement, au contraire des joints parfaitement emboîtés (Figure 4.9).

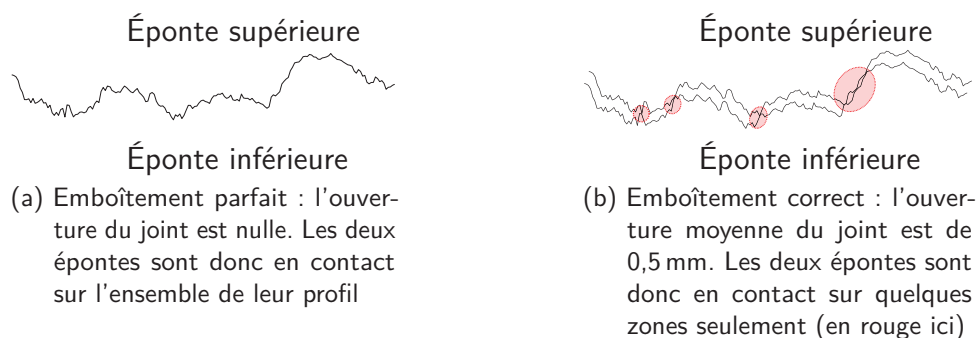


Figure 4.9. – Vue idéalisée des deux emboîtements, parfait (a) et correct (b), considérés dans l'étude

4.4.4. La résistance mécanique du matériau

Pour évaluer l'effet des propriétés mécaniques du joint sur le comportement au cisaillement, les répliques de joint ont été fabriquées avec trois mortiers différents : M_1 , M_2 et M_3 :

1. le mortier M_1 est un simple mélange sable-eau-ciment et peut s'apparenter à un béton conventionnel, utilisé dans la construction des barrages-poids.
2. à l'opposé, le mortier M_3 est un mélange de poudre de quartz, de fumée de silice et de poudre de verre qui offre des propriétés mécaniques proches de celle d'un massif granitique que l'on pourrait trouver dans les fondations d'un barrage.

3. au contraire de M_1 et M_3 dont les recettes sont développées en laboratoire, le mortier M_2 est un mortier commercial offrant des propriétés mécaniques intermédiaires à M_1 et M_3 . Le mortier M_2 a principalement été utilisé pour évaluer les autres facteurs d'influence du cisaillement (rugosité, endommagement, emboîtement).

Il est important de préciser que les trois mortiers utilisés présentent des granulométries faibles (100 % passant à 0,5 mm), qui permettent donc de reproduire précisément la morphologie des moules en silicone.

Les propriétés mécaniques des mortiers sont déterminées avec des échantillons cylindriques (100 × 200 mm). 6 cylindres servent à caractériser la résistance à la compression uniaxiale (σ_c), 3 le module de Young (E) et 3 la résistance à la traction (σ_t). L'angle de frottement de base (ϕ_b) est déterminé avec 4 essais de cisaillement direct en conditions CNC sur des joints lisses (sciés puis polis avec un grain de 120). Le Tableau 4.3 résume les propriétés mécaniques des trois mortiers utilisés.

Tableau 4.3. – Propriétés mécaniques des mortiers utilisés pour l'étude. \emptyset correspond à la valeur moyenne et σ à l'écart-type.

Mortiers		M1	M2	M3
σ_c (MPa)	\emptyset	27,3	58,1	164,5
	σ	1,0	0,4	4,2
E (GPa)	\emptyset	19,4	26,2	40,3
	σ	0,5	0,5	0,4
σ_t (MPa)	\emptyset	2,3	3,9	6,2
	σ	0,2	0,4	0,9
Densité (kg m ⁻³)	\emptyset	2123	2199	2251
	σ	12	6	11
ϕ_b (°)	\emptyset	28	26	24

4.4.5. Le type de contact

En utilisant des répliques de joint, il est possible de faire varier le contact entre les épontes. Nous parlons de joint **homogène** lorsque les deux épontes sont faites du même matériau (par exemple les discontinuités roc-roc ou béton-béton observables dans les barrages-poids). À l'opposé, nous parlons de joints **hétérogènes** pour des discontinuités séparant deux matériaux distincts (par exemple le contact roc-béton à la fondation d'un barrage-poids).

Peu de travaux ont été entrepris sur les joints hétérogènes et encore moins comparant leur comportement au cisaillement avec des joints homogènes. Pourtant, comme cela a été évoqué dans la partie 1.3.2.3, le type de contact peut influencer le comportement au cisaillement (Ghazvinian, Taghichian et al. 2010 ; Ghazvinian, Azinfar et al. 2012) et

donc la cohésion apparente. Ainsi, les joints homogènes sont simulés avec les mortiers M_1 , M_2 et M_3 (M_1/M_1 , M_2/M_2 et M_3/M_3) et les joints hétérogènes avec les mortiers M_1 et M_3 (M_1/M_3).

4.4.6. Intervalles de contrainte normale utilisés pour tracer l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb

L'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb s'obtient à l'aide de régressions linéaires des contraintes de cisaillement expérimentales. L'intervalle sur lequel est effectuée la régression linéaire influence l'allure de l'enveloppe de rupture. Nous voyons sur la Figure 4.10 que, selon l'intervalle choisi (respectivement L_1 , L_2 et $L_3=L_1+L_2$), les enveloppes de Mohr-Coulomb sont différentes (respectivement bleue, violette et rouge) et peuvent conduire à des valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement différents.

Pour évaluer l'influence de la contrainte normale, 3 intervalles de contraintes normales ont été utilisés pour procéder aux régressions linéaires : L_1 de 100 kPa à 600 kPa, L_2 de 600 kPa à 1000 kPa et L_3 qui correspond à l'ensemble $L_1 + L_2$ (soit 100 kPa à 1000 kPa).

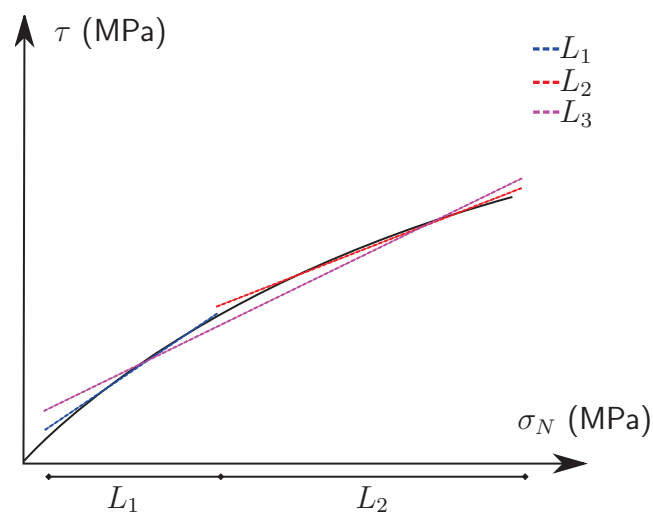


Figure 4.10. – Illustration schématique de l'effet de l'intervalle de σ_N sur la régression linéaire de Mohr-Coulomb

4.4.7. Synthèse du programme expérimental

La Figure 4.11 résume le dispositif mis en place afin d'étudier expérimentalement le rôle des différents facteurs d'influence évoqués sur le cisaillement d'un joint rocheux. D'abord, le facteur dont nous souhaitons étudier l'influence sur le comportement au cisaillement d'un joint est isolé. Les répliques nécessaires sont alors confectionnées avec un protocole expérimental spécifique, permettant l'étude de ce facteur. Une fois

l'ensemble des répliques à disposition, une analyse de la morphologie de la surface des joints est réalisée, avant la conduite des 110 essais de cisaillement direct (Tableau 4.4). Les essais sont conduits à des contraintes normales adaptées au cas des barrages-poids, soit de 100 kPa à 1000 kPa. À l'issue de l'ensemble protocole expérimental, le comportement au cisaillement du joint vis-à-vis du facteur étudié peut alors être analysé. Les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb sont également tracées, afin d'obtenir le doublet $(C_{App}; \phi)$ et d'évaluer le rôle du facteur d'étude sur C_{app} .

Tableau 4.4. – Nombre d'essais de cisaillement entrepris par facteur d'influence étudié

Facteur d'influence	Nombre d'essais
Rugosité	32
Endommagement	32
Emboîtement des épontes	12
Résistance mécanique du matériau	22
Type de contact	8
ϕ_b	4
Total	110

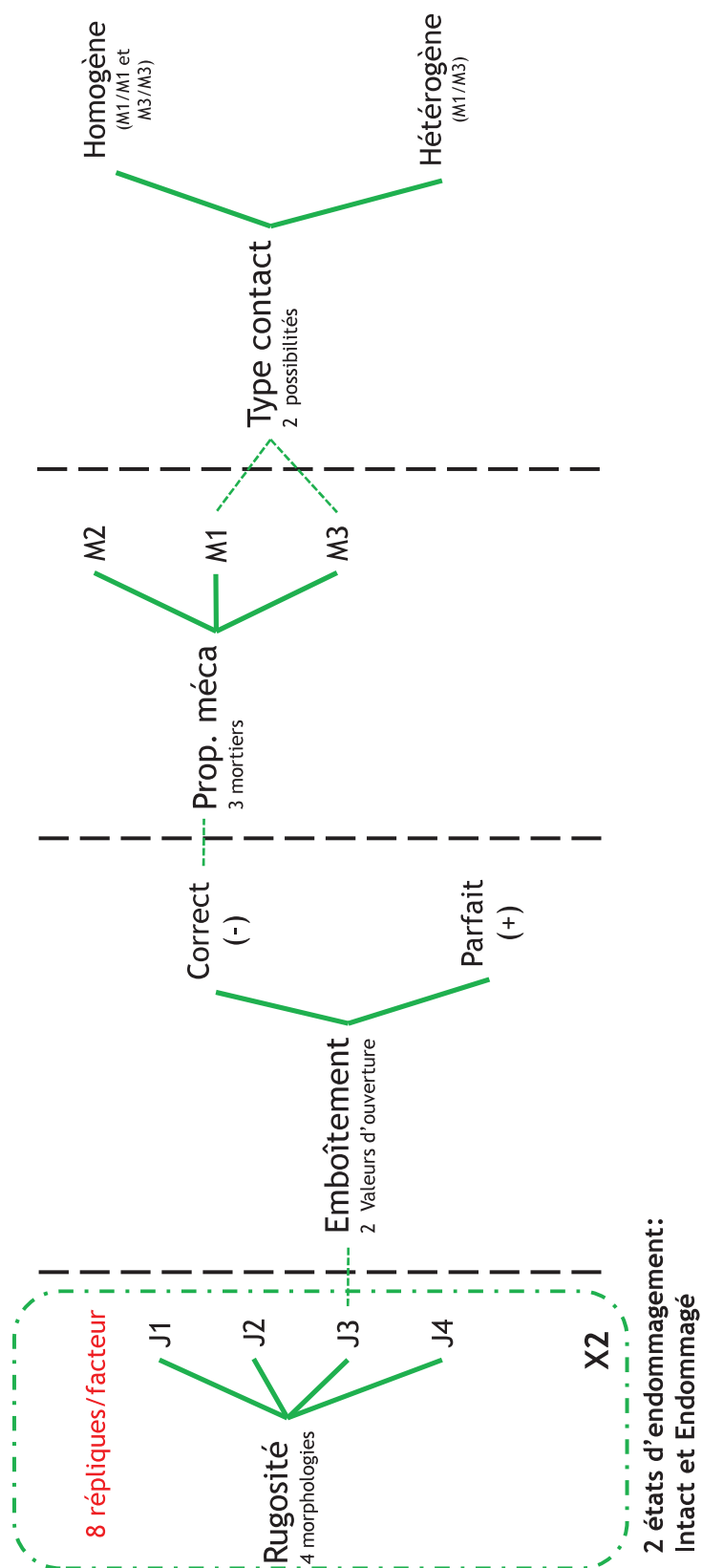


Figure 4.11. – Résumé du dispositif expérimental

Chapitre 5.

Résultats de l'analyse des facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse

Ce chapitre s'organise autour des différents facteurs, étudiés indépendamment les uns des autres, et de leurs effets observés sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse. Dans chaque section, nous développons les résultats des essais de cisaillement direct, une analyse de l'effet du facteur sur le comportement au cisaillement du joint et le tracé des enveloppes de Mohr-Coulomb menant aux valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement. Chaque partie correspond à l'étude d'un seul facteur d'influence.

5.1. Rôle de la rugosité

5.1.1. Objectifs

L'évaluation du rôle de la rugosité d'un joint sur son comportement au cisaillement est présentée ici. 32 répliques ont été produites à partir de 4 morphologies de joint différentes (J1, J2, J3 et J4), puis soumises à des essais de cisaillement direct¹. Le seul facteur variant parmi les 24 répliques étant la rugosité du joint.

Les résultats présentés dans cette partie ont fait l'objet d'une publication (Rulhière et al. 2020).

1. Un seul essai par réplique

5.1.2. Résultats des essais

5.1.2.1. Analyse des contraintes de cisaillement

Observation des résultats

La Figure 5.1 montre les courbes de cisaillement (les contraintes de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel) pour les différentes répliques de joint utilisées. Pour chacun des joints, nous pouvons clairement observer l'augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à un maximum, la résistance au cisaillement, notée τ_{Pic} et qui dépend de la rugosité. Ainsi, sous 350 kPa de contrainte normale, le τ_{Pic} enregistré pour J1 est de 0,52 MPa contre 0,68, 1,00 et 1,22 MPa pour J2, J3 et J4, respectivement. Sous 1000 kPa de contrainte normale, le τ_{Pic} de J1, J2, J3 et J4 est respectivement de 1,50, 1,91, 1,85 et 2,77 MPa.

La Figure 5.1 montre que le comportement post-pic des joints est différent et dépend aussi de la rugosité des répliques de joint. Pour J1, J2 et J3, la diminution de la contrainte de cisaillement après le pic est plutôt continue quand, pour J4, cette diminution est brutale. Pour les 4 joints cependant, les contraintes de cisaillement tendent vers des valeurs plateaux : la résistance au cisaillement résiduelle $\tau_{Résiduelle}$. Sous 1000 kPa de contrainte normale, le $\tau_{Résiduelle}$ de J1, J2, J3 et J4 est respectivement de 1,01, 1,20, 1,43 et 1,45 MPa.

Pour un même joint, la contrainte normale à laquelle l'essai est effectué influence aussi la contrainte de cisaillement τ . Pour J2, sous 100 kPa de contrainte normale, nous avons pu enregistrer un τ_{Pic} de 0,31 MPa et un $\tau_{Résiduelle}$ de 0,11 MPa contre 1,91 MPa et 1,20 MPa respectivement sous 1000 kPa de contrainte normale. Les résultats enregistrés sur J1, J3 et J4 illustrent la même tendance : plus σ_N augmente et plus τ_{Pic} et $\tau_{Résiduelle}$ augmentent (Tableau 5.1).

Discussion

Aux vues de la Figure 4.7 présentée précédemment, nous pouvons supposer que les deux comportements au cisaillement post-pic observés sont liés aux morphologies respectives des répliques de joint. Pour rappel, le profil central de J1 présente peu d'aspérités et une petite ondulation. Les profils centraux de J2 et J3 ont tout deux des aspérités et des ondulations et le profil central de J4 montre uniquement des aspérités.

Lorsque l'essai démarre, la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à son maximum τ_{Pic} , qui dépend de la rugosité de la réplique. Une fois τ_{Pic} atteint, une partie des aspérités est détruite, l'éponte supérieure commence à glisser sur l'éponte inférieure et à ce moment-là, la contrainte de cisaillement diminue.

Pour J1, J2 et J3, si les aspérités sont effectivement cisailées, l'ondulation visible sur leur profil central (Figure 4.7) est peu endommagée et va régir le comportement post-pic du joint. En effet, les contraintes de cisaillement en jeu sont trop faibles pour arracher l'ondulation. La contrainte de cisaillement diminue donc faiblement, car du glissement est encore en cours autour de cette ondulation. Pour être précis, on dira de J1, J2 et J3 qu'ils ont subi à la fois du cisaillement puis du glissement (voir partie 1.4.2).

Pour J4, le comportement post-pic est différent : la chute de la contrainte de cisaillement est brutale. Puisqu'aucune ondulation n'est observable sur le profil central de J4, cela suggère que dès lors que le maximum de résistance au cisaillement est atteint, les aspérités régissant le cisaillement sont endommagées. Ainsi, la contrainte de cisaillement chute brutalement pour rejoindre une valeur quasi constante. On dira que J4 a subi du cisaillement.

La Figure 5.2 appuie ces propos. Pour J3, nous pouvons observer que l'endommagement est très localisé et correspond à des dégâts de cisaillement (arrachement des aspérités, en rouge) et de glissement (rayures, en bleu, localisées autour de l'ondulation). Pour J4, l'endommagement est également localisé, nous remarquons peu de rainurage (donc peu de traces visibles d'endommagement par glissement), mais uniquement des aspérités arrachées.

Tableau 5.1. – Contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle, pour l'étude de l'influence de la rugosité. Toutes les valeurs sont en MPa

σ_N (MPa)	J1		J2		J3		J4	
	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$
0,1	0,26	0,07	0,31	0,11	0,39	0,22	0,61	0,21
0,2	0,41	0,20	0,52	0,22	0,60	0,37	1,02	0,43
0,35	0,52	0,38	0,6	0,43	1,00	0,61	1,22	0,51
0,6	0,94	0,59	1,34	0,73	1,42	0,96	1,93	0,94
0,8	1,39	0,82	1,56	0,88	1,53	1,18	2,45	1,36
1,0	1,50	1,01	1,91	1,20	1,85	1,30	2,77	1,45

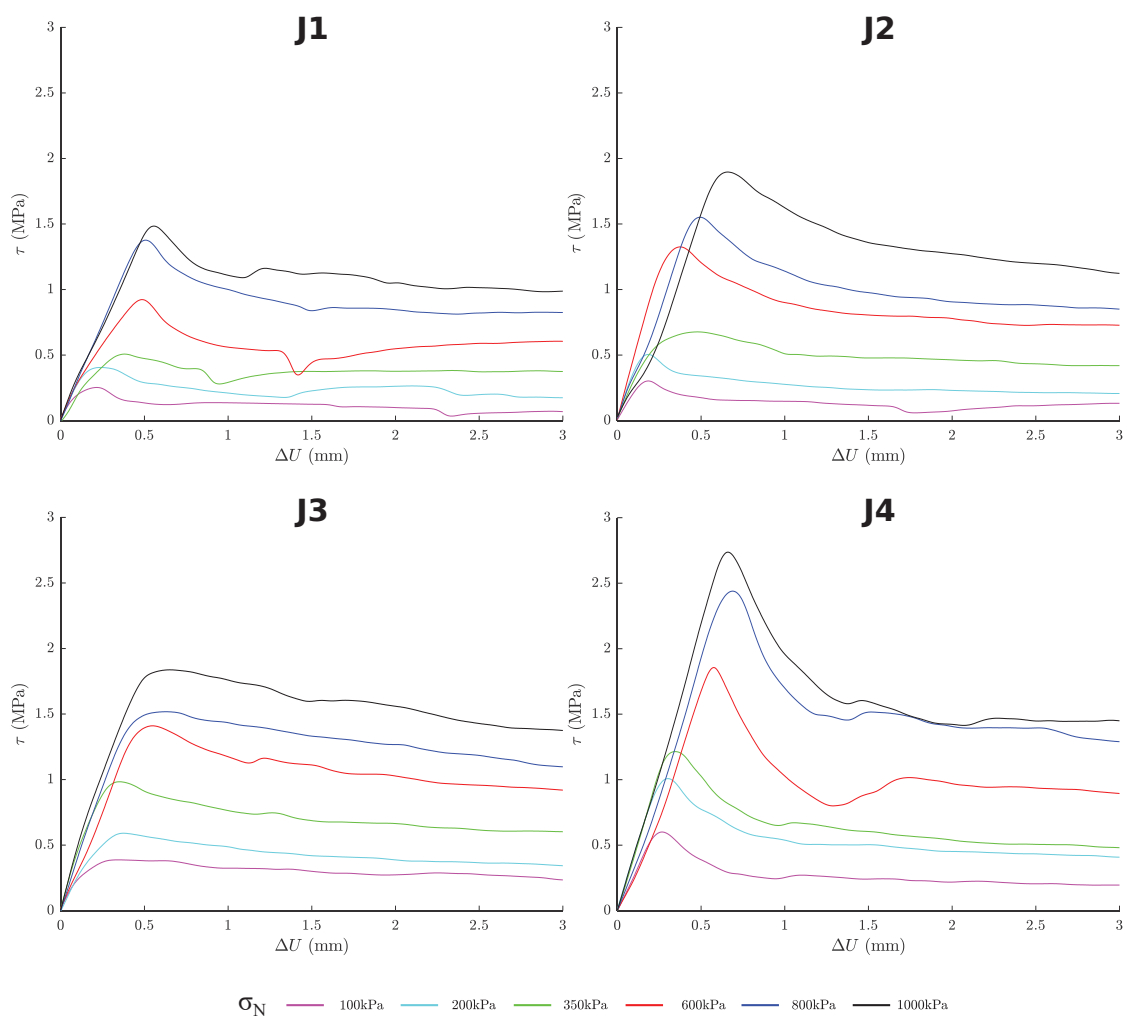


Figure 5.1. – Courbes de cisaillement pour les 4 joints étudiés

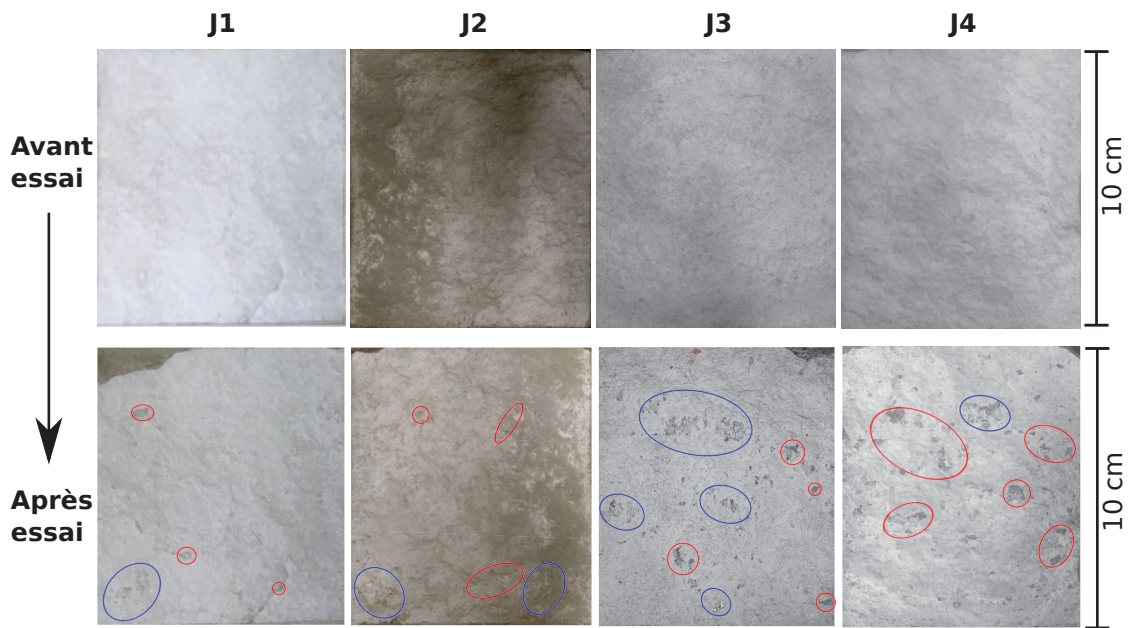


Figure 5.2. – Photographie des surfaces des répliques avant et après l'essai de cisaillement. On remarque bien les deux types d'endommagement, témoins des mécanismes de cisaillement : en bleu le rainurage qui a lieu autour des ondulations et qui traduit du glissement et en rouge l'arrachement, synonyme de cisaillement des aspérités.

5.1.2.2. Analyse des angles de dilataance

La Figure 5.3 montre les courbes de dilataance ($\Delta_V = f(\Delta_U)$). Nous constatons, que pour un joint donné, plus la contrainte normale appliquée lors de l'essai est importante et plus la dilataance en fin d'essai, mais aussi l'angle de dilataance maximal dN diminuent. Cela est particulièrement visible pour J2 où dN évolue de $30,2^\circ$ sous 100 kPa de contrainte normale à $17,1^\circ$ sous 1000 kPa.

De même, cette diminution de l'angle de dilataance s'accompagne d'une phase de contractance plus importante. Sur J2, la contractance maximale $\Delta_{V_{\max}}$ évolue de 0,004 mm sous 100 kPa à 0,023 mm à 1000 kPa. Physiquement, nous comprenons que lorsque σ_N augmente, les épontes vont avoir tendance à venir s'emboîter, ce qui se traduit par un déplacement normal négatif plus élevé, et donc une contractance plus importante. Nous comprenons également que, à fort σ_N , le chevauchement des épontes est entravé, ce qui se traduit par un déplacement normal réduit. Ce qui se traduit par une diminution de l'angle de dilataance.

Ensuite, il semble que la rugosité influence le comportement en dilataance du joint. Nous remarquons sur la Figure 5.3 que l'augmentation de rugosité s'accompagne d'une augmentation de dN et de $\Delta_{V_{\max}}$. Par exemple sous 1000 kPa, dN varie de $16,4^\circ$

pour J1 à $23,3^\circ$ pour J4 et Δv_{\max} de 0,019 mm à 0,038 mm. Sous l'application d'un déplacement tangentiel, les épontes du joint vont avoir tendance à se chevaucher. Or, comme un joint rugueux possède des aspérités plus pentues, le déplacement normal enregistré lors du cisaillement est plus important que pour un joint plus lisse. Par conséquent, l'angle de dilataance augmente également.

Cependant, si les tendances générales présentées ci-dessus sont remarquables, les valeurs intrinsèques présentées dans le Tableau 5.2 sont à considérer avec prudence. En effet, certains joints présentent un comportement dilatant plutôt inattendu. Nous pensons que, lors du cisaillement, les aspérités arrachées peuvent entraver la suite de l'essai et mener à des soubresauts sur les courbes de cisaillement ou de dilataance.

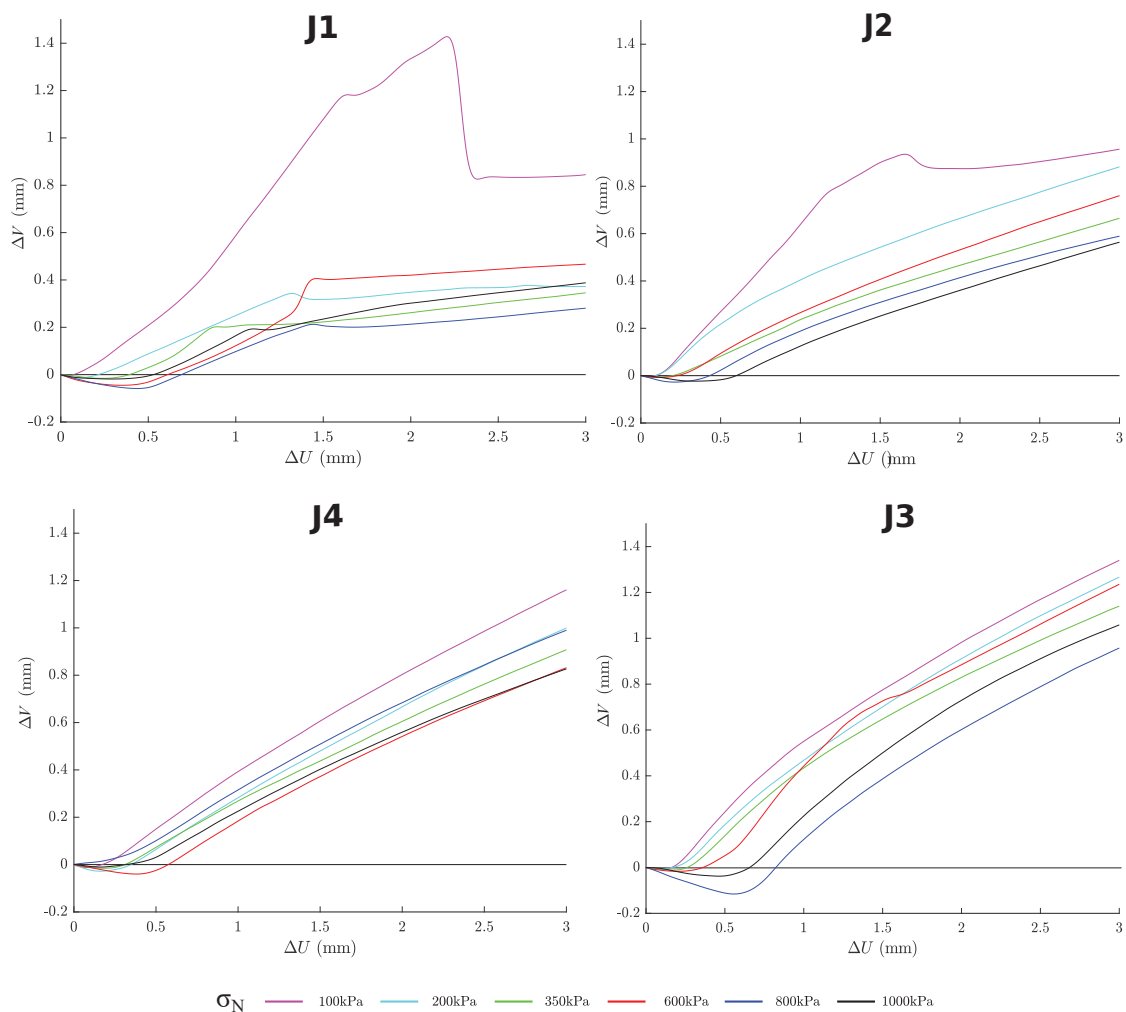


Figure 5.3. – Courbes de dilataance pour les 4 joints étudiés

Tableau 5.2. – Valeurs des angles de dilatance et de contractance enregistrées lors de l'étude de l'influence de la rugosité

σ_N (MPa)	J1		J2		J3		J4	
	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)
0,1	22,5	0,006	30,2	0,004	27,2	0,013	34,3	0,007
0,2	14,5	0,014	25,8	0,005	20,8	0,027	29,0	0,005
0,35	10,7	0,016	16,1	0,006	20,8	0,015	29,4	0,011
0,6	10,8	0,045	20,3	0,008	18,7	0,040	38,0	0,017
0,8	9,4	0,059	20,1	0,027	23,7	0*	25,6	0,116
1,0	16,4	0,019	17,1	0,023	21,9	0,011	23,3	0,038

* Les valeurs "nulles" ne le sont pas réellement. Elles correspondent en fait à des valeurs enregistrées inférieures à l'arrondi considéré.

5.1.3. Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb

Une fois les essais de cisaillement réalisés, les régressions de Mohr-Coulomb peuvent être effectuées. Ce travail s'effectue à la fois pour les contraintes de cisaillement au pic et résiduelle (ISRM 2014). Cela permet alors d'obtenir deux valeurs de cohésions apparentes $C_{App\ Pic}$ et $C_{App\ Rési}$ et deux valeurs d'angles de frottement : ϕ_{Pic} et $\phi_{Rési}$.

5.1.3.1. Avec les contraintes de cisaillement au pic

La Figure 5.4 montre les régressions linéaires de Mohr-Coulomb sur l'intervalle de contrainte normale 100 kPa à 1000 kPa pour les 4 joints étudiés et pour la surface lisse (dont les résultats sont issus des cisaillements sur surface lisse, voir la sous-partie 4.4.4). Nous remarquons que la rugosité a un effet sur la cohésion apparente et l'angle de frottement. Par exemple, pour J1, la valeur de $C_{App\ Pic}$ est de 87 kPa contre 444 kPa pour J4. La valeur de cohésion apparente augmente progressivement avec la rugosité, de J1 vers J4. Nous voyons également que la cohésion apparente de la surface lisse est nulle, ce qui confirme l'effet de la rugosité sur $C_{App\ Pic}$.

Vis-à-vis de l'angle de frottement, les valeurs de ϕ_{Pic} pour J1, J2, J3 et J4 sont de 56, 61, 58 et 67° respectivement, dénotant également le rôle de la rugosité. Le Tableau 5.3 donne les valeurs de cohésion apparente, d'angle de frottement et les coefficients de corrélation associés aux régressions linéaires de Mohr-Coulomb.

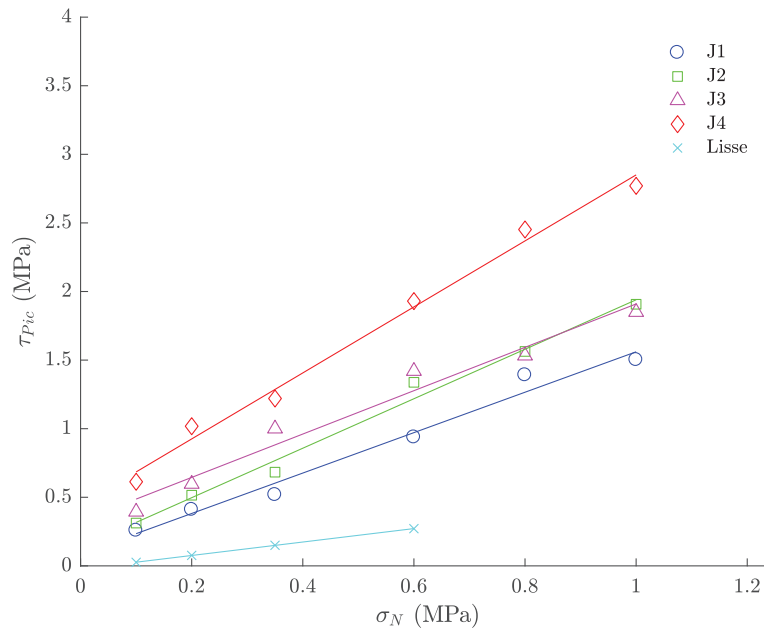


Figure 5.4. – Régressions de Mohr-Coulomb au pic de cisaillement

Tableau 5.3. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés au pic de cisaillement

Joint	$C_{App\ Pic}$ (kPa)	ϕ_{Pic} (°)	R^2
Lisse	0	26	0,99
J1	87	56	0,98
J2	136	61	0,98
J3	329	58	0,95
J4	444	67	0,98

5.1.3.2. Avec les contraintes de cisaillement résiduelles

La même analyse a été effectuée avec les contraintes résiduelles de cisaillement. La Figure 5.5 et le Tableau 5.4 illustrent les valeurs obtenues pour $C_{App\ Rési}$ et $\phi_{Rési}$.

Une nette différence entre les valeurs de cohésion apparente au pic et en résiduel se remarque. Par exemple pour J4, $C_{App\ Rési}$ atteint seulement la valeur de 81 kPa contre 444 kPa pour $C_{App\ Pic}$. La même tendance s'observe pour J3 (forte diminution de la cohésion apparente entre le pic et le résiduel). Pour J1 et J2, les cohésions apparentes résiduelles obtenues sont même nulles. Nous voyons aussi que J3 présente une valeur $C_{App\ Rési}$ supérieure à J4. La présence de l'ondulation sur J3, qui influence la contrainte de cisaillement post-pic est selon nous à l'origine de cela (d'ailleurs, les valeurs de $\tau_{Résiduelle}$ de J3 sont assez proches de celles enregistrées sur J4).

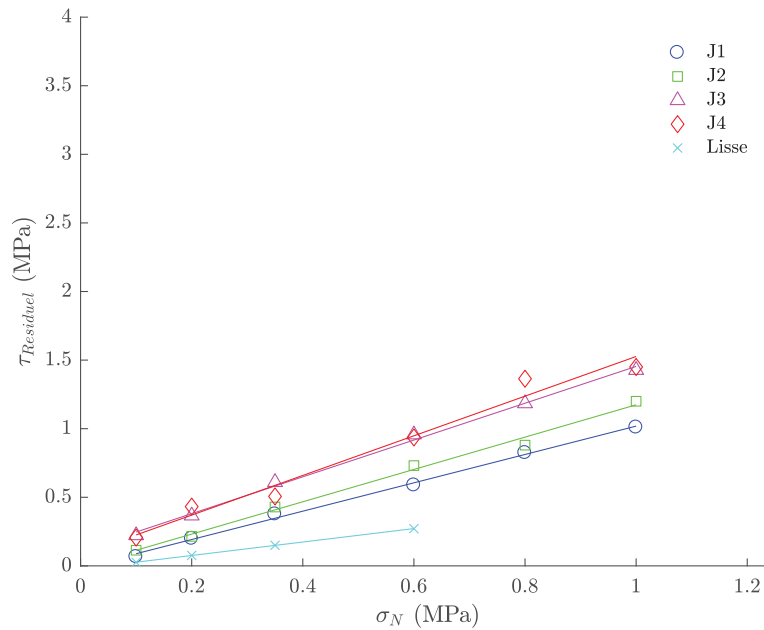


Figure 5.5. – Régressions de Mohr-Coulomb en résiduel

Tableau 5.4. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés en résiduel

Joint	$C_{App\ Rési}$ (kPa)	$\phi_{rés}$ (°)	R^2
Lisse	0	26	0,99
J1	0	46	0,98
J2	0	50	0,99
J3	112	53	0,98
J4	81	55	0,97

Un net écart concernant l'angle de frottement est également observable : pour J4, l'angle de frottement au résiduel est de 55° contre 67° au pic. Cette tendance s'observe aussi pour J1, J2 et J3 (diminution de l'angle de frottement). Enfin, il faut noter que pour la surface lisse, en l'absence d'aspérités, aucune différence de cohésion apparente (nulle) et d'angle de frottement (ϕ_b) entre le pic et le résiduel n'a pu être observée.

La nette différence concernant les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement entre les phases de pic et résiduelle pour les joints rugueux suggère le rôle de l'emboîtement. Au début de l'essai, les épontes du joint sont bien emboîtées et l'ensemble des aspérités se font face. Cela conduit à des résistances au cisaillement au pic τ_{Pic} élevées et donc à de fortes valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement. Lors de la phase résiduelle en revanche, les épontes du joint ne sont plus

emboîtées, le contact a lieu uniquement en quelques endroits et les aspérités ne se font plus complètement face. La contrainte de cisaillement tend alors vers $\tau_{\text{Résiduelle}}$ et les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement en sont réduites. Ces observations sont valables pour les autres facteurs d'influence étudiés et, pour la suite des travaux, nous procéderons uniquement aux régressions linéaires pour le pic de contrainte de cisaillement.

5.1.4. Synthèse de l'effet de la rugosité sur le comportement au cisaillement du joint

Que ce soit lors de la phase au pic ou résiduelle, les résultats expérimentaux ont montré l'effet de la rugosité sur les contraintes de cisaillement : plus la rugosité est élevée et plus τ augmente. Ces résultats, obtenus pour des répliques de joints rocheux et présentant une rugosité naturelle, concordent avec la littérature scientifique (Barton et Choubey 1977 ; Kulatilake et al. 1995 ; Grasselli et Egger 2003).

Les résultats post-pic illustrent aussi le fait que deux comportements distincts sont identifiables : le cisaillement (comme pour J1, J2, J3 et J4) et le glissement (J1, J2 et J3). Le cisaillement, qui correspond à une destruction locale de la rugosité par arrachement est observé principalement autour des aspérités les plus pentues (Patton 1966a ; Gentier et al. 2000 ; Seidel et Haberfield 2002). Le glissement est observé par la présence de rayures autour des ondulations, qui présentent de pentes plus faibles. Les ondulations sont donc plus difficiles à arracher sous de faibles σ_N (Patton 1966a ; Seidel et Haberfield 2002). L'ensemble des résultats et des observations des surfaces des joints post-essais montrent que les deux comportements peuvent avoir lieu simultanément sur un même joint (J1, J2 et J3) ou non (J4). L'augmentation brutale de τ indique que le phénomène de cisaillement intervient dès les premiers mm du déplacement tangentiel, alors que la diminution progressive de τ sur J1, J2 et J3 montre que le phénomène de glissement prend place sur l'ensemble de l'essai. La baisse brutale de τ indique que les répliques issues de J4 ne subissent pas le phénomène de glissement, mais seulement du cisaillement.

La rugosité du joint influence aussi les déplacements normaux du joint lors de l'essai de cisaillement. Un joint très rugueux a ainsi tendance à avoir des valeurs d'angle de dilatance dN et de contractance $\Delta_{V_{\max}}$ plus importantes qu'un joint qui l'est moins. Cela s'explique par la présence d'aspérités plus pentues qui vont conduire à des déplacements normaux plus élevés, comme évoqué par Amiri Hossaini et al. (2014).

La contrainte normale sous laquelle l'essai est conduit influence également le comportement au cisaillement du joint (Kumar et Verma 2016 ; Patton 1966a ; Schneider 1976) : plus σ_N est élevée et plus les épontes ont tendance à avoir un "emboîtement" de qualité (contractance plus importante). Lors de l'essai, cela se traduit également par une augmentation de τ et une diminution de l'angle de dilatance.

Le rôle de la rugosité sur le comportement au cisaillement se remarque également lorsqu'on s'intéresse aux régressions linéaires de Mohr-Coulomb : un joint plus rugueux (au regard des indicateurs de rugosité utilisés) conduit à une cohésion apparente et un angle de frottement plus élevés, comme observé par Patton (1966a). Nous avons en effet vu une augmentation progressive du doublet $(C_{app}; \phi)$ entre la surface lisse et J4 (joint le plus rugueux). La comparaison des valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement au pic et en résiduel suggèrent également l'effet de l'emboîtement.

5.2. Rôle de l'endommagement

5.2.1. Objectifs

Deux états d'endommagement sont considérés : soit les répliques sont intactes (Endo_0), soit endommagées (Endo_1). En pratique, la partie relative à l'étude de l'influence de la rugosité sur le cisaillement correspond aux résultats pour les répliques intactes Endo_0. À la suite de la première série d'essais de cisaillement, les 24 répliques sont devenues endommagées Endo_1 et ont été sujettes à un nouveau protocole de cisaillement : numérisation des surfaces des répliques, essais de cisaillement puis régressions linéaires de Mohr-Coulomb.

5.2.2. Variation des indicateurs de rugosité à la suite d'un cisaillement

Le protocole de cisaillement mis en place ici (scans, essais Endo_0, scans, essais Endo_1) a permis d'étudier l'influence d'un essai de cisaillement sur les indicateurs de rugosité utilisés pour l'étude. Le Tableau 5.5, indique une diminution des indicateurs de rugosité entre l'état intact et l'état endommagé. Cette diminution est liée aux zones d'endommagement observées à la suite du premier essai de cisaillement (Figure 5.2). Ainsi, entre l'état intact et endommagé, l'étendue k a varié de 4,4 mm à 3,9 mm pour J1 ou de 12,4 mm à 12,2 mm pour J4. Les autres indicateurs de rugosité utilisés ont également suivi la même tendance : A_i est passé de 14,0° à 13,3° pour J3, Z_2^+ de 0,5621 à 0,5171 pour J4 et le JRC de 12,1 à 11,3 pour J2.

Tableau 5.5. – Valeurs des différents indicateurs de rugosité étudiés pour les répliques Endo_0 et Endo_1

Joint	k (mm)		A_i (°)		Z_2^+		JRC	
	Endo_0	Endo_1	Endo_0	Endo_1	Endo_0	Endo_1	Endo_0	Endo_1
J1	4,4	3,9	8,1	7,9	0,2733	0,2407	9	8,3
J2	7	6,6	10,5	9,9	0,3397	0,3128	12,1	11,3
J3	7,5	8	14,0	13,3	0,4270	0,3888	16,2	15,4
J4	12,4	12,2	15,7	15,5	0,5621	0,5171	18,6	18

5.2.3. Résultats des essais

5.2.3.1. Analyse des contraintes de cisaillement

La Figure 5.6 montre les courbes de contraintes de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel pour les répliques endommagées (pour les courbes de cisaillement des répliques intactes, voir Figure 5.1). Ainsi, pour deux essais conduits sous le même σ_N , un joint plus rugueux montre des valeurs de τ plus élevées. De plus, pour une même rugosité, l'augmentation de σ_N s'accompagne d'une augmentation de τ .

Nous remarquons cependant que le comportement au cisaillement des répliques intactes et endommagées est différent. Pour les répliques intactes, nous observons une nette augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à un τ_{Pic} très net et ensuite une diminution rapide vers $\tau_{Résiduelle}$. Au contraire pour les répliques endommagées, τ augmente plus lentement vers un maximum qui peut être parfois complexe à distinguer. Ensuite, une légère diminution de τ s'observe, jusqu'à une valeur quasi constante.

Le τ_{Pic} des répliques endommagées est fortement réduit par rapport à celui des répliques intactes (Figure 5.1) et ce dernier a lieu plus tardivement en termes de déplacement tangentiel (autour de 1 mm contre 0,5 mm). Pour J4 à 1000 kPa de contrainte normale, τ_{Pic} passe de 2,77 MPa à 1,86 MPa entre le stade Endo_0 et Endo_1. Les valeurs de contraintes de cisaillement résiduelles sont en revanche similaires pour les répliques intactes et endommagées. Ainsi, toujours pour J4 sous 1000 kPa de contrainte normale, le $\tau_{Résiduelle}$ relevé est de 1,45 MPa au stade Endo_0 contre 1,55 MPa pour Endo_1. Le Tableau 5.6 résume les contraintes de cisaillement pour les joints endommagés pour les joints intacts, voir le Tableau 5.1).

Tableau 5.6. – Contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle, pour l'étude de l'influence de l'endommagement. Toutes les valeurs sont en MPa

σ_N (MPa)	J1		J2		J3		J4	
	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$	τ_{Pic}	$\tau_{Résiduelle}$
0,1	0,17	0,10	0,16	0,14	0,28	0,17	0,39	0,24
0,2	0,27	0,22	0,29	0,22	0,45	0,40	0,54	0,35
0,35	0,49	0,42	0,57	0,44	0,54	0,50	0,69	0,53
0,6	0,59	0,56	0,89	0,61	1,02	0,91	1,36	1,04
0,8	1,00	0,84	0,96	0,81	1,20	1,09	1,54	1,38
1,0	1,28	0,92	1,37	1,05	1,46	1,39	1,86	1,55

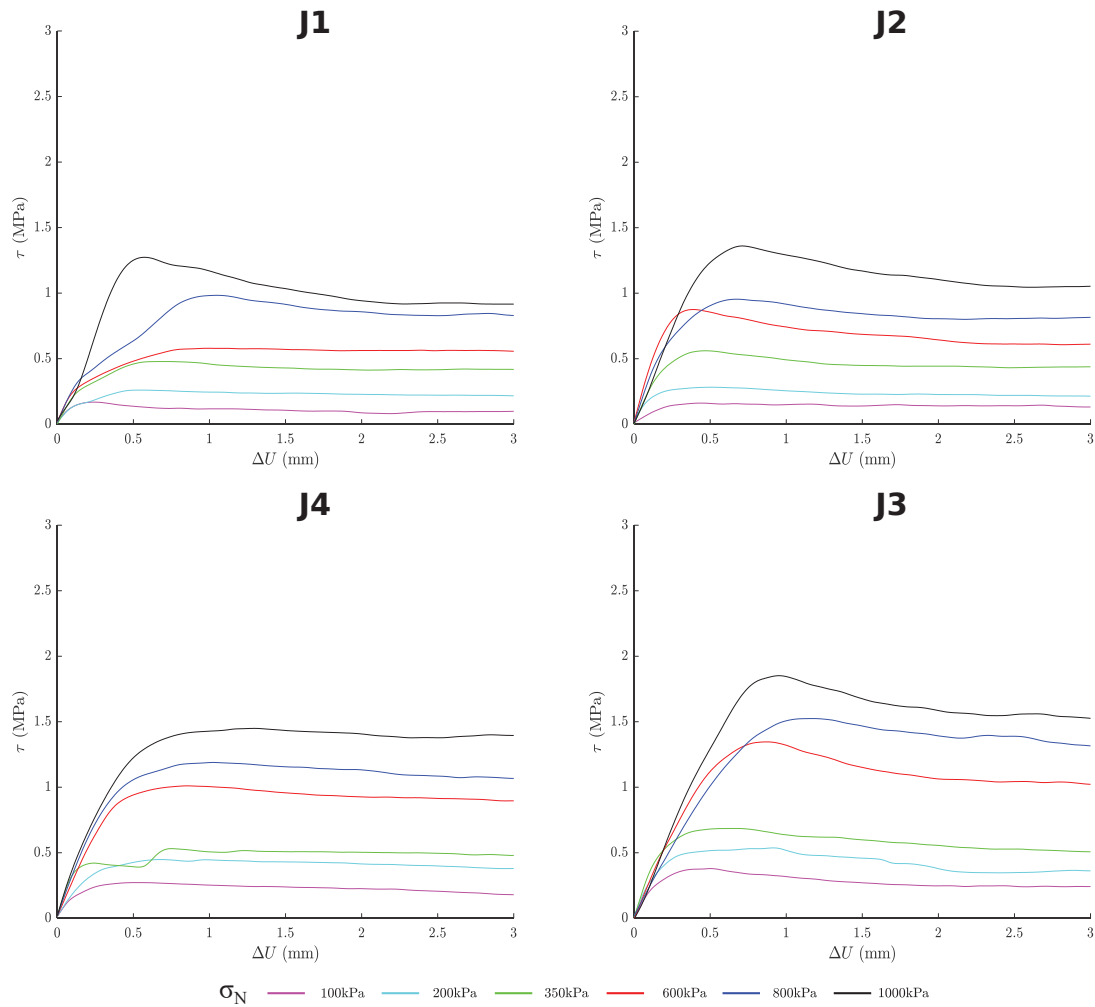


Figure 5.6. – Courbes de cisaillement pour les 4 joints endommagés Endo_1

5.2.3.2. Analyse des angles de dilatance

La Figure 5.7 montre les courbes de dilatance obtenues pour les essais sur les répliques endommagées. Comme précédemment, la rugosité du joint ainsi que la contrainte normale appliquée durant l'essai ont une influence sur le comportement en dilatance du joint. Les tendances observées dans la partie 5.1 sont ainsi également vérifiables ici : lorsque σ_N augmente, Δv_{\max} augmente tandis que dN diminue. De même un joint plus rugueux tend à montrer une valeur de dN plus élevée.

Les Figures 5.3 et 5.7 ainsi que les Tableaux 5.2 et 5.7 permettent de voir que l'angle de dilatance et la contractance sont influencés par l'endommagement : dN et Δv_{\max} diminuent entre le stade Endo_0 et Endo_1. Pour J2 par exemple, sous 800 kPa, dN est de $20,1^\circ$ pour le joint intact contre $13,4^\circ$ pour le joint endommagé. Dans le même temps, la contractance passe de 0,027 mm à 0,018 mm.

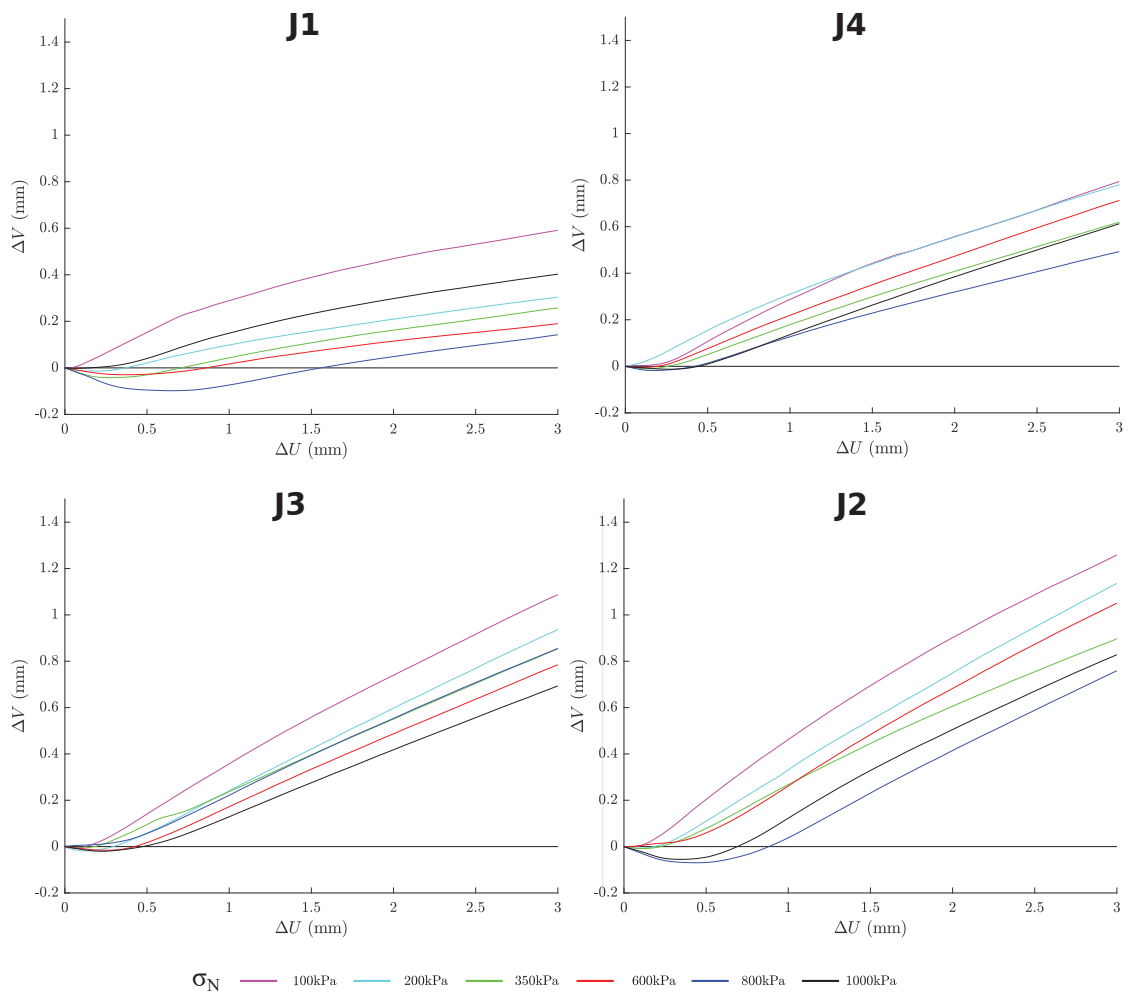


Figure 5.7. – Courbes de dilataance pour les 4 joints endommagés Endo_1

Tableau 5.7. – Valeurs des angles de dilatance et de contractance enregistrées lors de l'étude de l'influence de l'endommagement.

σ_N (MPa)	J1		J2		J3		J4	
	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)	dN (°)	$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)
0,1	19,8	0,002	19,3	0*	23,4	0,009	25,6	0,003
0,2	10,0	0,014	18,0	0*	21,9	0,019	24,4	0,008
0,35	9,9	0,042	12,5	0,011	17,5	0,006	19,1	0,008
0,6	6,7	0,030	14,6	0,005	16,2	0,016	23,5	0,001
0,8	7,1	0,098	13,4	0,018	19,7	0*	22,3	0,070
1,0	11,3	0,002	14,3	0,013	15,0	0,020	23,5	0,055

* Les valeurs "nulles" ne le sont pas réellement. Elles correspondent en fait à des valeurs enregistrées inférieures à l'arrondi considéré.

5.2.3.3. Hypothèses sur la différence de comportement entre répliques intactes et endommagées

Il est difficile d'expliquer un tel écart de comportement entre les répliques intactes et endommagées au vu des résultats issus de l'analyse de rugosité (Tableau 5.5). En effet, la diminution des indicateurs de rugosité est plutôt faible en comparaison du net changement de comportement au cisaillement observé. Par exemple, les indicateurs de rugosités de J4 sont encore élevés (JRC de 18), mais la contrainte de cisaillement de pic a diminué de 38 % en moyenne.

Nous suggérons cependant que les surfaces endommagées ont perdu en emboîtement vis-à-vis des surfaces intactes puisque les aspérités majeures intervenant dans le comportement au cisaillement ont été cisailées par le premier essai. Ainsi, pour les joints endommagés sous de faibles contraintes normales, τ tend rapidement vers une valeur quasi constante, et le comportement au cisaillement du joint est principalement de type glissement. De fait, seul un rainurage a pu être observé sur les surfaces du joint lors de l'analyse post-essai (Figure 5.8). À des contraintes normales plus importantes (600 kPa à 1000 kPa), de plus petites aspérités peuvent être alors mises à contribution et un léger τ_{Pic} se distingue. Cependant ces aspérités mineures ne résistent pas au cisaillement et celles-ci sont rapidement cisailées. Un léger arrachement supplémentaire est alors observé sur la surface du joint post-essai (Figure 5.8).

Enfin, le changement entre les joints intacts et endommagés des aspérités régissant le cisaillement s'observe aussi sur le comportement dilatant : sans les aspérités majeures, le déplacement normal du joint est réduit et l'angle de dilatance maximal dN est plus faible.

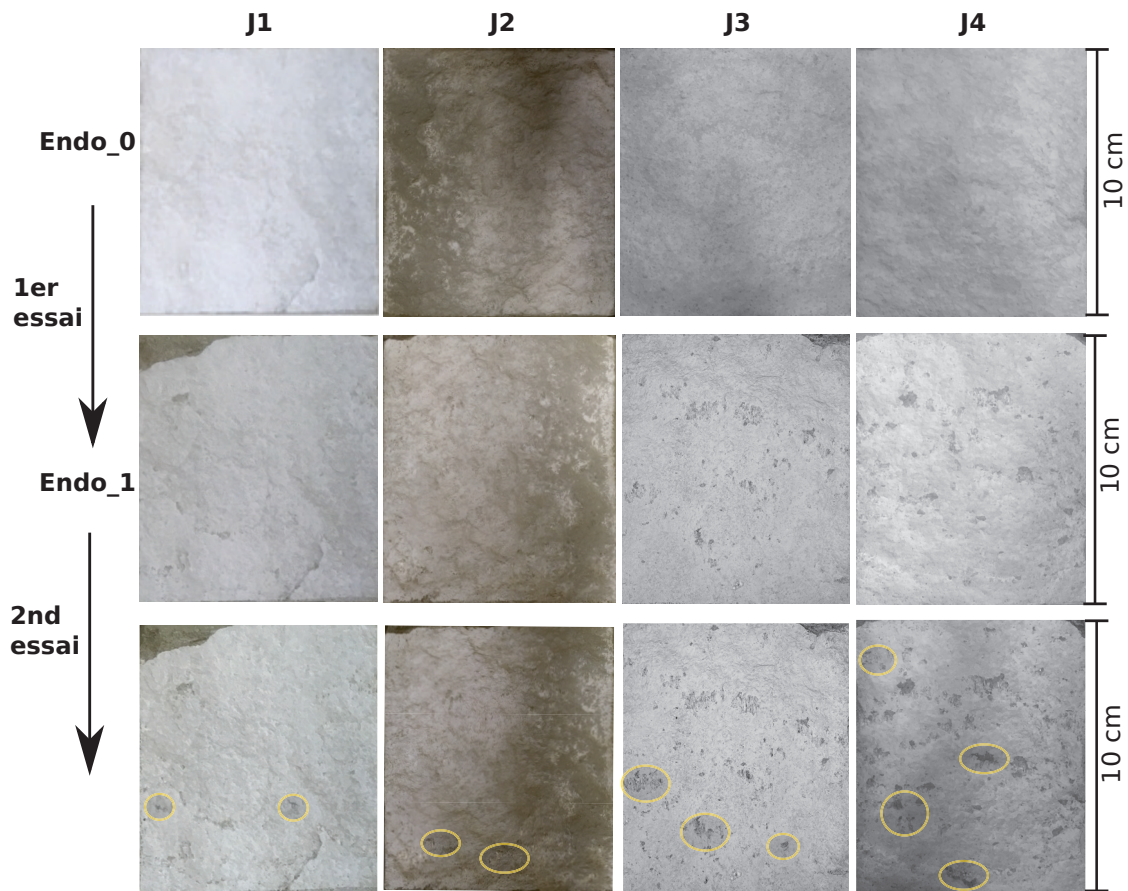
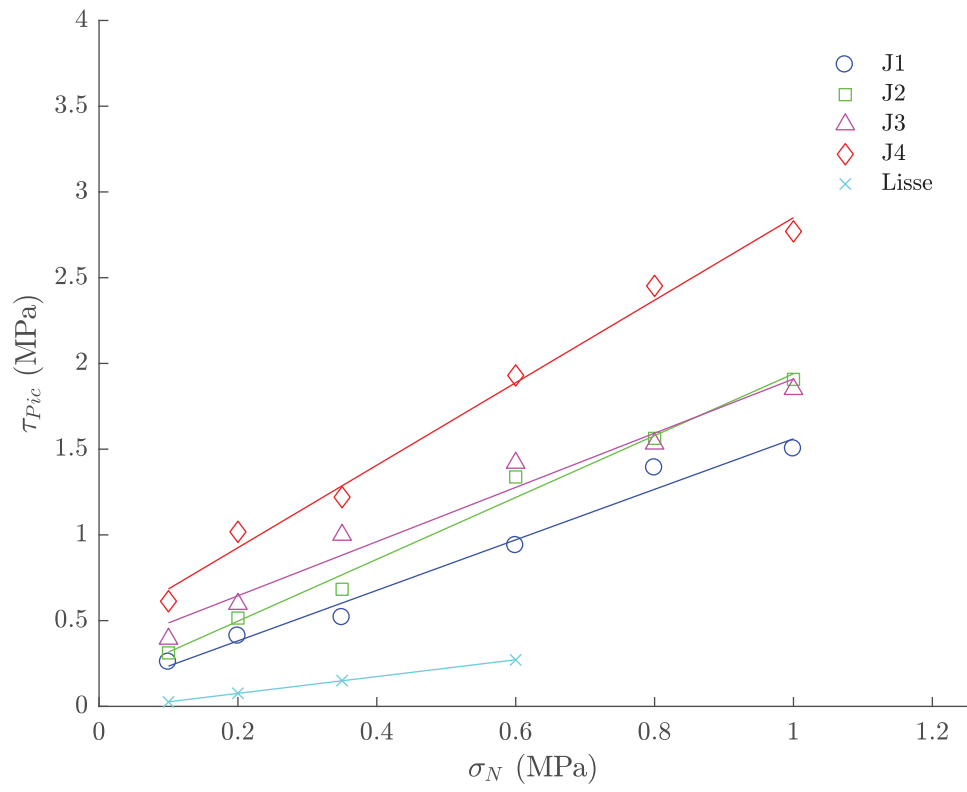


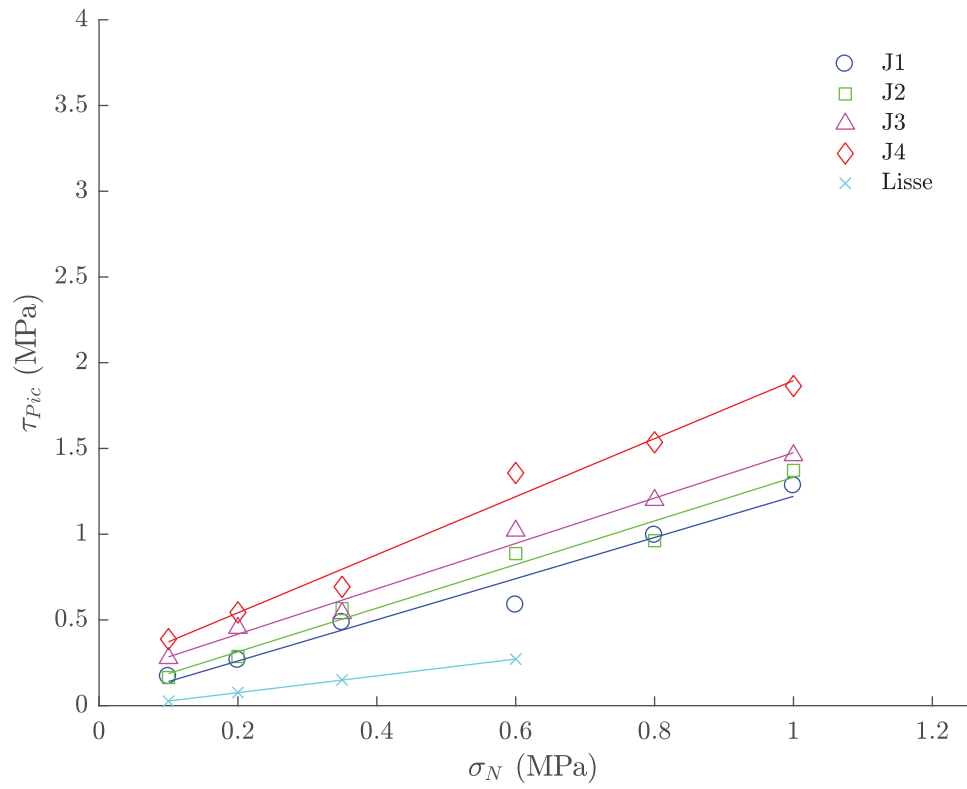
Figure 5.8. – Photographie des surfaces des répliques entre chaque essai de cisaillement

5.2.4. Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb

La Figure 5.9 montre les régressions linéaires au pic des joints intacts et endommagés. Nous constatons, pour les surfaces endommagées, que la cohésion apparente et l'angle de frottement dépendent aussi de la rugosité initiale du joint. C_{app} augmente ainsi progressivement avec la rugosité de 20 kPa pour J1 à 203 kPa pour J4. La même tendance s'observe pour l'angle de frottement : ϕ varie de 50° pour J1 à 59° pour J4. Cependant, la cohésion apparente ou l'angle de frottement d'un joint endommagé restent très en deçà de ceux observés pour un joint intact ($C_{app\ Endo_1} < C_{app\ Endo_0}$). Pour rappel, la cohésion apparente de J4 est de 444 kPa pour le joint intact contre 203 kPa pour le joint endommagé. Ce qui représente une baisse de 54 % (Tableau 5.8). L'endommagement affecte donc fortement les résultats des régressions linéaires de Mohr-Coulomb.



(a) Endo_0



(b) Endo_1

Figure 5.9. – Régressions de Mohr-Coulomb pour les joints intacts Endo_0 et endom-
magés Endo_1

Tableau 5.8. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints étudiés : intacts et endommagés

Joint	$C_{App\ Endo\ 1}$ (kPa)	\neq avec Endo_0 (%)	$\phi_{Endo\ 1}$ (°)	\neq avec Endo_0 (%)	R ²
Lisse	0	0	26	0	0,99
J1	20	77	50	11	0,97
J2	60	56	52	15	0,97
J3	150	54	53	9	0,99
J4	203	54	59	12	0,98

5.2.5. Synthèse de l'effet de l'endommagement d'un joint sur son comportement au cisaillement

L'effet de l'endommagement du joint sur son comportement au cisaillement est introduit par Barton et Choubey (1977) dans leur critère de rupture, à l'aide du paramètre *JCS* qui décrit l'état du joint. Un joint dont la surface est altérée a un *JCS* plus faible qu'un joint intact, et par continuité du critère, la contrainte de cisaillement de pic du joint altéré est donc plus faible. Le comportement global du joint ne changeant que très peu (augmentation rapide de τ , phase de pic, rupture puis phase résiduelle).

En comparant les résultats des essais de cisaillement pour des répliques intactes et endommagées, le rôle de l'endommagement sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux peut être évalué. Il apparaît que l'endommagement tend à réduire la résistance au cisaillement du joint. Nous enregistrons ainsi un écart important sur τ_{Pic} entre l'état Endo_0 et l'état Endo_1 (par exemple 33 % pour J4 à 1000 kPa).

Cependant, si la résistance au cisaillement diminue avec l'endommagement, deux comportements totalement distincts sont observables. Pour un joint intact, nous observons que τ augmente rapidement vers sa valeur de pic puis diminue brutalement ou progressivement selon le mode de rupture du joint vers une valeur quasi constante $\tau_{Résiduelle}$. Pour un joint endommagé en revanche, la contrainte de cisaillement évolue plutôt vers une valeur quasi-plateau $\tau_{Résiduelle}$. Il est d'ailleurs intéressant de noter que les contraintes résiduelles de cisaillement ($\tau_{Résiduelle}$) d'un joint intact et endommagé sont similaires.

Aucune distinction entre ces deux comportements ne peut-être expliquée par le paramètre *JCS*. Selon nous, le changement de comportement au cisaillement observé entre un joint intact et endommagé s'explique par un changement de la morphologie (rugosité, emboîtement) du joint suite au premier essai de cisaillement. Cette hypothèse, corrobore d'autres travaux de recherche (Özvan et al. 2014 ; Singh et Basu 2016).

De plus, aux vues des analyses de morphologies qui ne mettent en évidence qu'une faible variation des indicateurs de rugosité, il semble que le net changement de comportement au cisaillement observé soit lié à la présence ou non des aspérités majeures régissant le cisaillement. Cela correspond donc plus à une modification de l'emboîtement du joint entre les stades intacts et endommagés que de la rugosité (Figure 5.10). Cette hypothèse se vérifie par l'aspect très localisé des dégâts observés sur la surface des répliques. Nous constatons que seules quelques aspérités sont détruites, et lorsque le joint est remis en place pour un second essai, ces aspérités, absentes, ne peuvent plus s'opposer au mouvement de cisaillement.

L'effet de l'endommagement du joint s'observe également sur la réponse en dilatace du joint. Une diminution de l'angle de dilatace entre l'essai sur répliques intactes et l'essai sur répliques endommagées a ainsi été observé. Si les aspérités qui régissent le cisaillement sont détruites par le premier essai, le second essai est lui régi par des aspérités mineures, de pentes plus faibles. Les déplacements normaux sous l'application du cisaillement sont donc réduits, et l'angle de dilatace diminue.

L'endommagement préalable du joint modifie enfin le tracé de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb : plus le joint est endommagé et plus les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement sont réduites.

Si nous considérons l'endommagement d'un joint comme une diminution de l'emboîtement (Figure 5.10), cela renforcerait l'influence du rôle majeur de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement d'un joint.

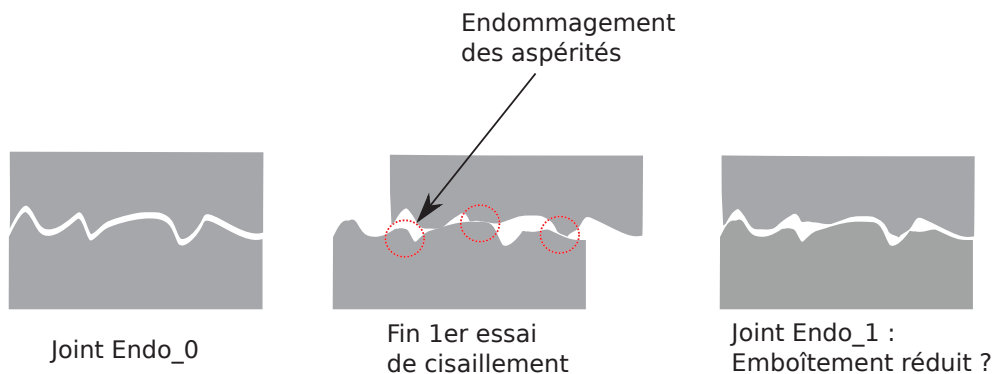


Figure 5.10. – Illustration schématique de la perte d'emboîtement suite à un endommagement par cisaillement d'une réplique de joint

5.3. Rôle de l'emboîtement

5.3.1. Objectifs

L'effet de l'emboîtement est supposé, mais est rarement considéré dans les modèles mécaniques de comportement au cisaillement des joints et seuls quelques critères de rupture en tiennent compte (Ladanyi et Archambault 1969 ; J. Zhao 1997a ; J. Zhao 1997b).

Or, très souvent les joints rocheux naturels présentent un emboîtement imparfait puisque ces derniers ont, durant leur passé géologique, connu des déplacements plus ou moins importants, de l'altération, de l'endommagement ou d'autres phénomènes conduisant à une imbrication imparfaite des épontes (J. Zhao 1997a ; Tang et Wong 2016). C'est pour prendre en compte cette réalité que l'effet de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement a été étudié.

Nous avons déjà pu distinguer, à travers les deux facteurs précédemment étudiés, l'effet potentiel de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement des joints. Pour vérifier pleinement cet effet, un plan expérimental a été développé autour des deux protocoles permettant la fabrication des répliques de joints, exposés dans la partie 4.1.

12 répliques de joints ont ainsi été confectionnées, 6 ayant un emboîtement parfait (+) et 6 autres ayant l'emboîtement correct (-). La distinction entre emboîtement parfait ou correct reste visuelle et c'est pourquoi nous l'accompagnons d'une estimation de l'ouverture du joint. La valeur d'ouverture est estimée à l'aide des numérisations des répliques de joints. Pour l'emboîtement parfait, l'ouverture est considérée nulle tandis que pour l'emboîtement correct, l'ouverture présente une valeur moyenne de 0,5 mm sur l'ensemble de la surface des répliques de joint. À noter que pour les deux cas d'emboîtement, les répliques de joint présentent la même rugosité (J3) et le même endommagement (Endo_0). Pour les répliques parfaitement emboîtées, les résultats provenant de l'étude de l'effet de la rugosité sont réutilisés.

5.3.2. Résultat des essais

5.3.2.1. Analyse des contraintes de cisaillement

La Figure 5.11 montre les courbes de cisaillement pour des joints dont l'emboîtement est correct (-). Pour les résultats des répliques parfaitement emboîtées (+), nous renvoyons le lecteur à la partie 5.1 (joint J3).

Pour un joint correctement emboîté, à l'instar d'un joint parfaitement emboîté, nous observons que lorsque la contrainte normale augmente, la contrainte de cisaillement τ augmente. Ainsi, entre un essai à 100 kPa et un essai à 1000 kPa, τ_{Pic} varie de 0,19 MPa à 1,47 MPa et $\tau_{Résiduelle}$ de 0,22 MPa à 1,34 MPa.

Nous distinguons cependant deux comportements : pour le joint parfaitement emboîté, la contrainte de cisaillement augmente rapidement jusqu'à τ_{Pic} et diminue ensuite progressivement jusqu'à une valeur quasi constante, correspondant à $\tau_{Résiduelle}$. Pour le joint correctement emboîté, la contrainte de cisaillement τ augmente progressivement jusqu'à un quasi-plateau, sans valeur de τ_{Pic} clairement distinguable. Ainsi, la valeur relevée pour τ_{Pic} sous 1000 kPa de contrainte normale est de 1,85 MPa pour l'emboîtement (+) contre 1,47 MPa pour l'emboîtement (-), soit une diminution de 21 % (Tableau 5.9). En revanche, comme évoqué, les valeurs de $\tau_{Résiduelle}$ sont très proches quel que soit l'emboîtement de départ (1,30 et 1,34 MPa).

5.3.2.2. Analyse des angles de dilatance

La Figure 5.12 et le Tableau 5.10 montrent le comportement en dilatance des joints correctement emboîtés (-). Comme précédemment, plus σ_N est élevé, plus la contraction Δ_{Vmax} est importante et plus l'angle de dilatance dN diminue. De plus, la valeur de l'angle de dilatance observé sur le joint parfaitement emboîté est plus élevée que pour le joint correctement emboîté : par exemple, sous 100 kPa, la valeur de dN enregistrée est de 27,2° pour (+) contre 20,1° pour (-).

De par un emboîtement de qualité correcte (-), certaines aspérités des surfaces du joint ne se font plus face, comme précédemment illustré sur la Figure 4.9. De fait, lorsque le cisaillement débute, les épontes ne s'emboîtent pas à la perfection et les aspérités majeures intervenant dans le comportement au cisaillement voient leur participation à la contrainte de cisaillement réduite. Rapidement, les contraintes se concentrent uniquement autour de quelques aspérités. Les déplacements normaux sont donc réduits (baisse de dN). Le joint évolue alors rapidement vers un comportement de type glissement et sa contrainte au cisaillement tend vers une valeur quasi constante

$\tau_{Résiduelle}$.

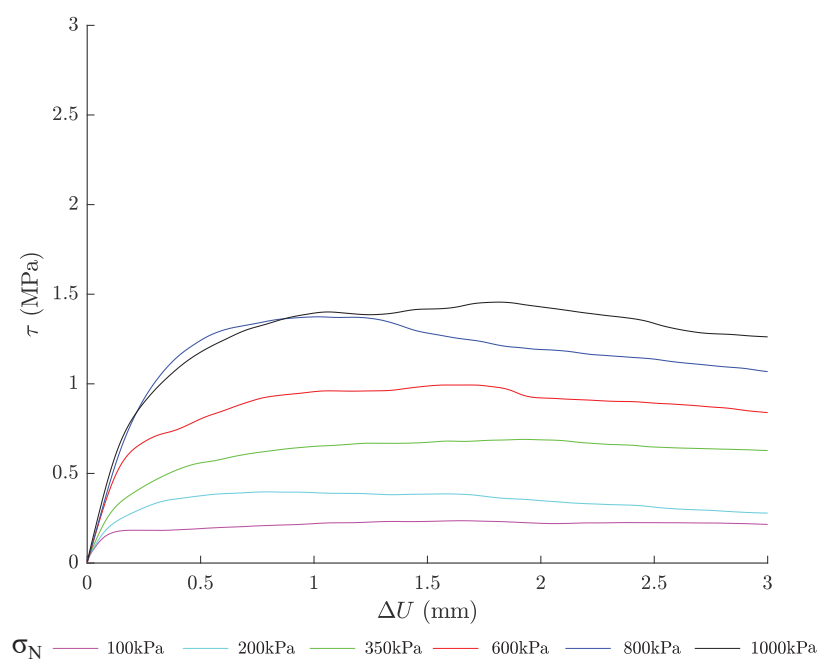


Figure 5.11. – Courbes de cisaillement obtenues pour l'essai sur le joint correctement (-) emboîté

Tableau 5.9. – Contraintes de cisaillement enregistrées lors de l'étude de l'influence de l'emboîtement

σ_N (MPa)	τ_{Pic} (MPa)			$\tau_{Résiduelle}$ (MPa)		
	(+)	(-)	%	(+)	(-)	%
0,1	0,39	0,19	51	0,22	0,22	0
0,2	0,60	0,40	33	0,37	0,31	16
0,35	1,00	0,70	30	0,61	0,65	7
0,6	1,42	1,00	20	0,96	0,89	7
0,8	1,53	1,39	9	1,18	1,13	4
1,0	1,85	1,47	21	1,30	1,34	3

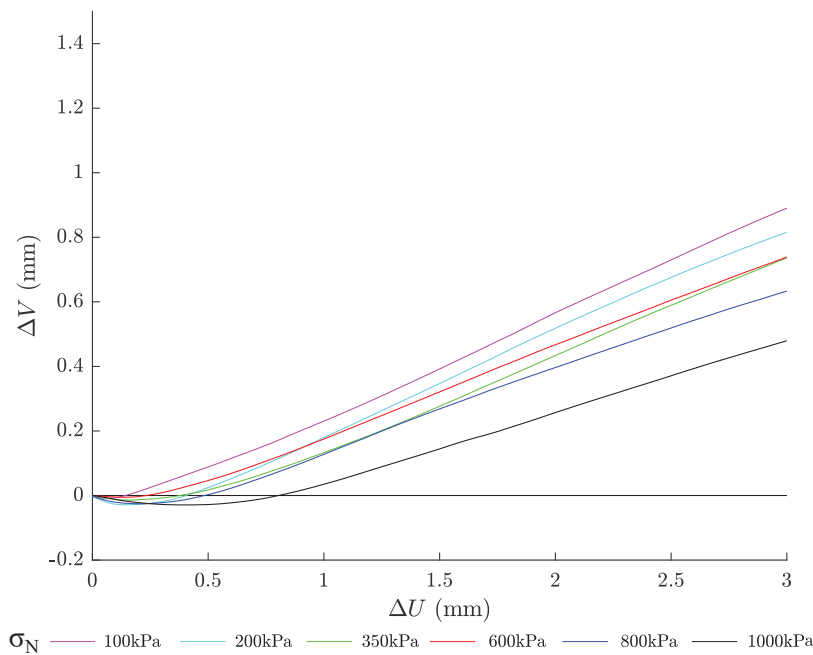


Figure 5.12. – Courbes de dilatance obtenues pour l'essai sur le joint correctement (-) emboîté

Tableau 5.10. – Valeurs de contractance et des angles de dilatance obtenues pour les joints correctement emboîtés.

σ_N (MPa)	dN (°)	Δv_{max} (mm)
0,1	20,1	0,010
0,2	16,3	0,029
0,35	18,8	0,014
0,6	15,7	0,005
0,8	16,7	0,026
1,0	14,1	0,030

5.3.3. Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb

La Figure 5.13 montre les enveloppes de Mohr-Coulomb obtenues par régression linéaire pour les joints dont l'emboîtement est soit (+) soit (-). Nous remarquons une différence sur les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues. Ainsi, pour le joint parfaitement emboîté, la cohésion apparente et l'angle de frottement sont de 329 kPa et 58° contre 109 kPa et 54° pour le joint correctement emboîté. Ces résultats suggèrent donc que l'emboîtement du joint est un des facteurs d'influence du comportement au cisaillement : meilleur est l'emboîtement du joint et plus la capacité de résistance au cisaillement du joint augmente. Une ouverture de 0,5 mm étant ainsi suffisante pour réduire de 67 % la valeur de cohésion apparente obtenue.

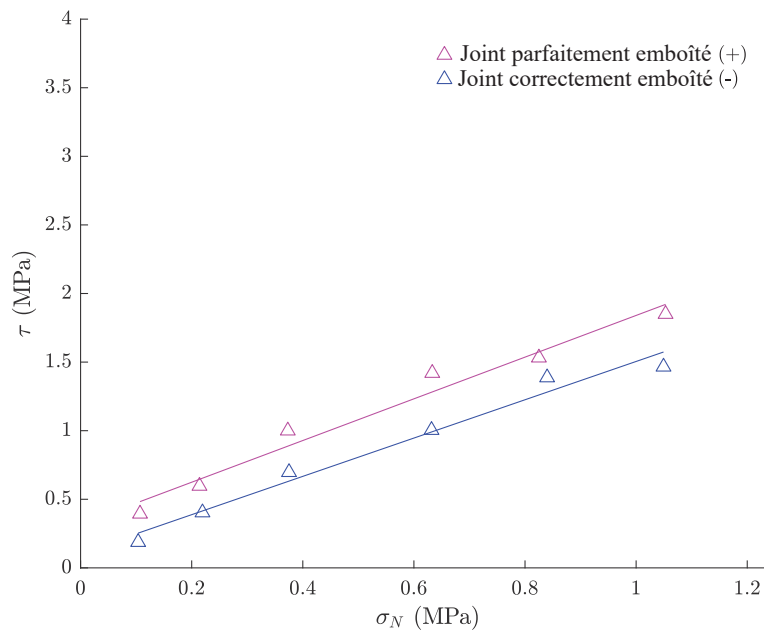


Figure 5.13. – Régressions linéaires de Mohr-Coulomb pour les joints parfaitement (+) et correctement (-) emboîtés

Tableau 5.11. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les joints parfaitement (+) et correctement (-) emboîtés

	(+)	(-)	%
C_{app} (kPa)	329	109	67
ϕ (°)	58	54	7
R^2	0,95	0,98	

5.3.4. Synthèse de l'effet de l'emboîtement sur le comportement au cisaillement d'un joint rocheux

Deux conditions d'emboîtement initial des répliques de joints ont été étudiées ici : i) soit le joint est fermé, présente une valeur d'ouverture nulle et est considéré parfaitement emboîté, ii) soit le joint est légèrement ouvert (0,5 mm) et est considéré correctement emboîté.

Cette distinction permet de s'approcher des conditions d'emboîtement observables pour des discontinuités hors laboratoire. Le comportement au cisaillement que nous avons obtenu pour les joints correctement emboîtés (-) est similaire aux observations de (Singh et Basu 2016) obtenus sur joints naturels. Cela confirme la capacité du plan expérimental mis en œuvre ici à reproduire le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses naturelles.

Ainsi, pour les répliques de joints parfaitement emboîtées (+), la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à τ_{Pic} avant de chuter progressivement vers $\tau_{Résiduelle}$. Au contraire, les joints correctement emboîtés (-) ne présentent pas de résistance de pic au cisaillement très nette. La contrainte de cisaillement a tendance à augmenter progressivement jusqu'à une valeur quasi-plateau $\tau_{Résiduelle}$. Ainsi, nous constatons sur τ_{Pic} un important écart entre les répliques de joint (+) et (-) (27 % en moyenne) tandis que les valeurs de $\tau_{Résiduelle}$ sont plus proches (6 %). Nous pensons que pour les joints (-), le contact entre les aspérités qui influencent le comportement au cisaillement est réduit. Si la surface de contact est réduite, la contrainte de cisaillement τ ne peut pas se développer jusqu'à une valeur de pic. En effet, la contrainte de cisaillement τ va se concentrer sur quelques points de contact dont la rupture sera rapide. Les épontes se mettent alors à se chevaucher et la contrainte de cisaillement τ évolue vers $\tau_{Résiduelle}$.

De plus, il semble que le joint correctement emboîté a généralement une valeur d'angle de dilatance réduite en comparaison du joint parfaitement emboîté. Cela s'explique également du fait de l'ouverture du joint : si le contact entre les aspérités n'est pas pleinement effectué, le chevauchement des épontes est réduit, ce qui se traduit par une diminution des déplacements normaux et donc par continuité de l'angle de dilatance.

L'effet de l'emboîtement est également observé sur l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. Les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement diminuent lorsque l'emboîtement du joint passe de parfait (+) à correct (-), traduisant une résistance au cisaillement plus faible.

L'ensemble de ces conclusions confirment que l'emboîtement est un facteur d'influence important du comportement au cisaillement d'un joint.

5.4. Rôle des propriétés mécaniques des matériaux

5.4.1. Objectifs

De nombreux modèles mécaniques de cisaillement utilisent les propriétés mécaniques du joint comme paramètre d'entrée. Il est ainsi souvent décrit que plus les épontes du joint sont constituées d'un matériau résistant et plus les aspérités sont capables de concentrer les contraintes de cisaillement (Barton et Choubey 1977 ; Amiri Hossaini et al. 2014).

Peu d'études ont cependant étudié cet aspect, en faisant varier les propriétés mécaniques du joint sans changer les autres facteurs d'influence connus (rugosité, endommagement, emboîtement). C'est pourquoi il est apparu intéressant d'étudier le comportement au cisaillement d'une réplique de joint présentant les mêmes caractéristiques de rugosité (J3) et d'emboîtement (-), mais dont les épontes seraient faites de

mortiers différents. Trois mortiers ont été utilisés : M1, M2 et M3 dont les propriétés mécaniques sont détaillées dans la partie 4.4.4 (Tableau 4.3). Les propriétés mécaniques de M1 correspondent aux propriétés mécaniques d'un béton conventionnel, celles de M3 aux propriétés mécaniques d'un massif granitique et celles de M2 sont à l'intermédiaire de M1 et M3. 18 répliques ont servi à l'étude du rôle de propriétés mécaniques du joint sur son comportement au cisaillement.

5.4.2. Résultats des essais

La Figure 5.14 montre les courbes de cisaillement pour les répliques de joint présentant des propriétés mécaniques différentes. Comme précédemment, l'augmentation de σ_N influence la réponse au cisaillement du joint et conduit à une augmentation de τ_{Pic} et de $\tau_{Résiduelle}$. Cependant, le comportement au cisaillement est très similaire pour l'ensemble des répliques, quel que soit le mortier utilisé pour leur confection. Les valeurs de τ_{Pic} sont du même ordre de grandeur et les valeurs de $\tau_{Résiduelle}$ sont proches (Tableau 5.12).

Cependant, une très légère tendance indiquant que τ_{Pic} augmente avec les propriétés mécaniques du joint peut se distinguer. Ainsi, les répliques issues du mortier M1 ont majoritairement conduit aux contraintes de cisaillement (au pic ou résiduel) les plus faibles.

Par ailleurs, il est difficile d'observer une différence sur le comportement en dilataance du joint (dN , Δ_{Vmax}) entre les répliques de joint dont les propriétés mécaniques varient (Figure 5.15 et Tableau 5.13).

Cette influence limitée de la résistance du matériau sur le comportement au cisaillement du joint pourrait être liée aux faibles contraintes normales utilisées dans l'étude. En effet, puisque l'emboîtement est correct (-), les joints vont avoir tendance à développer des mécanismes de glissement, comme observé dans la partie 5.3. Si les contraintes normales étaient plus élevées que celles utilisées dans l'étude, le rôle des propriétés mécaniques du matériau sur le comportement au cisaillement du joint pourrait être plus important du fait d'éventuels phénomènes de cisaillement des aspérités.

Finalement, les variations importantes des propriétés mécaniques des joints n'ont pas entraîné de variations significatives du comportement au cisaillement. Au final, il apparaît donc que la rugosité et l'emboîtement sont des facteurs plus importants dans cette gamme de faibles contraintes normales.

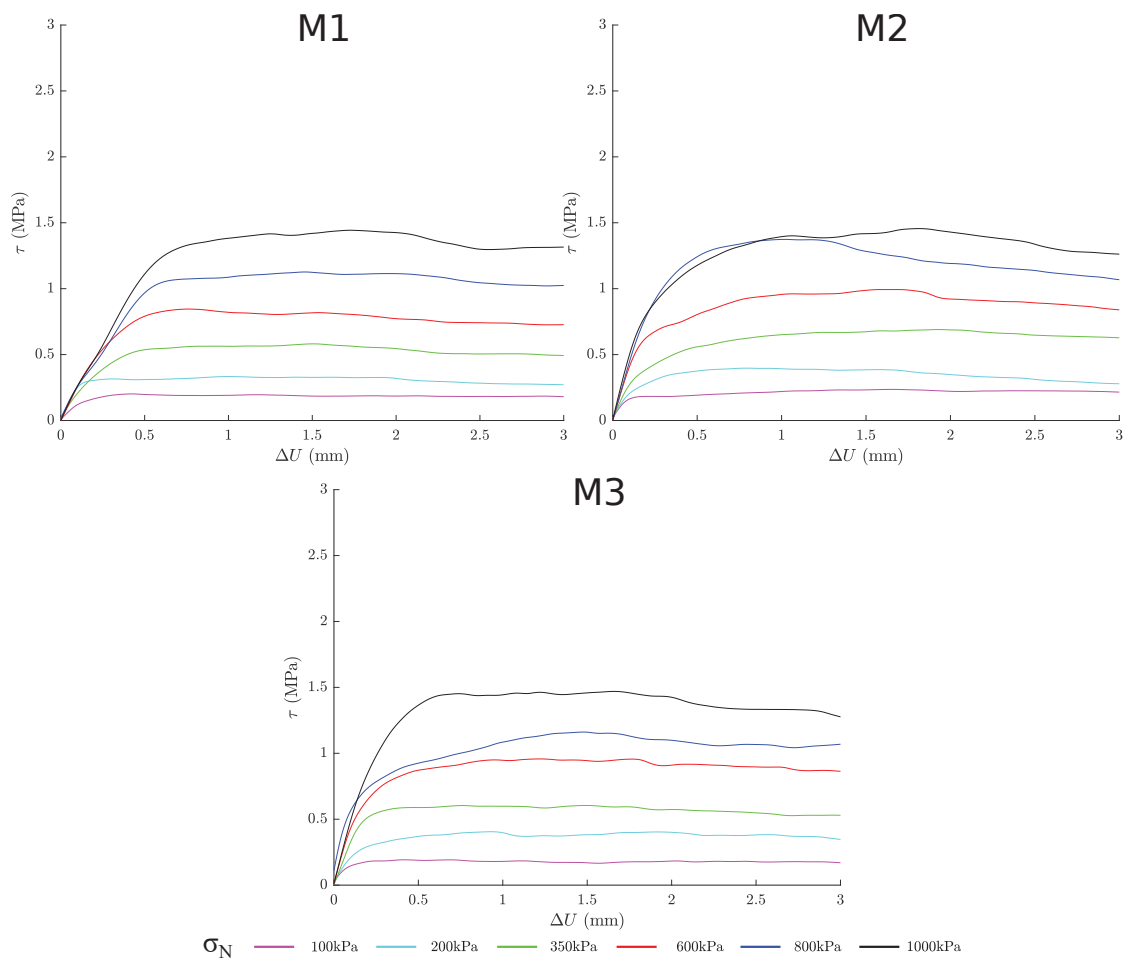


Figure 5.14. – Courbes de cisaillement obtenues pour les essais conduits sur des joints dont les propriétés mécaniques varient

Tableau 5.12. – Contraintes de cisaillement pour des joints dont les propriétés mécaniques varient

σ_N (MPa)	τ_{Pic} (MPa)			$\tau_{Résiduelle}$ (MPa)		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3
0,1	0,21	0,19	0,20	0,18	0,22	0,18
0,2	0,34	0,40	0,41	0,29	0,31	0,38
0,35	0,59	0,70	0,61	0,51	0,65	0,54
0,6	0,85	1,00	0,97	0,73	0,89	0,90
0,8	1,14	1,39	1,17	1,06	1,13	1,07
1,0	1,45	1,47	1,48	1,32	1,34	1,35

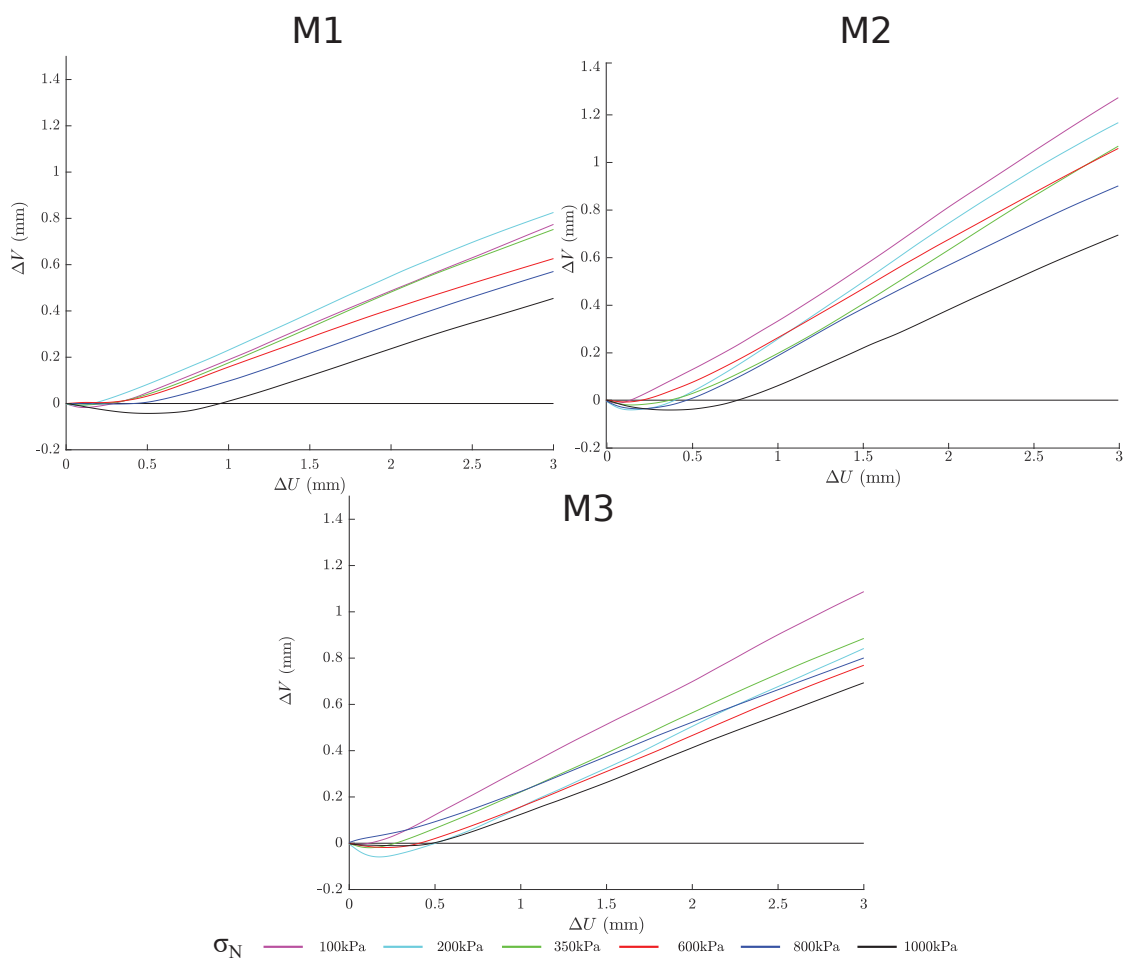


Figure 5.15. – Courbes de dilatance obtenues pour les essais conduits sur des joints dont les propriétés mécaniques varient

Tableau 5.13. – Valeurs de contractance et d'angle de dilatance pour des joints dont les propriétés mécaniques varient

σ_N (MPa)	dN (°)			$\Delta_{V_{\max}}$ (mm)		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3
0,1	13,4	20,1	22,6	0,018	0,010	0,034
0,2	18,0	16,3	20,0	0,009	0,029	0,059
0,35	17,6	18,8	17,4	0,006	0,014	0,019
0,6	15,1	15,7	16,6	0*	0,005	0,018
0,8	14,1	16,7	16,4	0,002	0,026	0*
1,0	13,2	14,1	15,9	0,043	0,030	0,011

* Les valeurs "nulles" ne le sont pas réellement. Elles correspondent en fait à des valeurs enregistrées inférieures à l'arrondi considéré.

5.4.3. Analyse des régressions linéaires

Il est difficile de distinguer l'effet des propriétés mécaniques du joint sur l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. Les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues sont du même ordre de grandeur, quel que soit le mortier utilisé pour fabriquer les répliques. Ainsi, la cohésion apparente varie de 70 kPa à 109 kPa et l'angle de frottement de 51° à 53°. Dans cette analyse, ni la cohésion apparente ni l'angle de frottement n'ont semblé particulièrement sensibles aux propriétés mécaniques des mortiers.

Une des explications pourrait être liée aux faibles contraintes normales utilisées pour notre étude. En effet puisque l'emboîtement est correct (-), les joints vont avoir tendance à développer des mécanismes de glissement et non de cisaillement, et donc les propriétés mécaniques du matériau sont peu mobilisées. Ainsi, dans ces conditions de faibles contraintes normales et d'emboîtement, l'effet des propriétés mécaniques des mortiers sur la cohésion apparente et l'angle de frottement pourrait être trop faible pour être observé. Nous concluons que, comme pour le comportement au cisaillement, l'effet des propriétés mécaniques des matériaux sur les enveloppes de Mohr-Coulomb et sous de faibles contraintes normales doit être relativisé par rapport aux autres facteurs d'influence et notamment l'emboîtement.

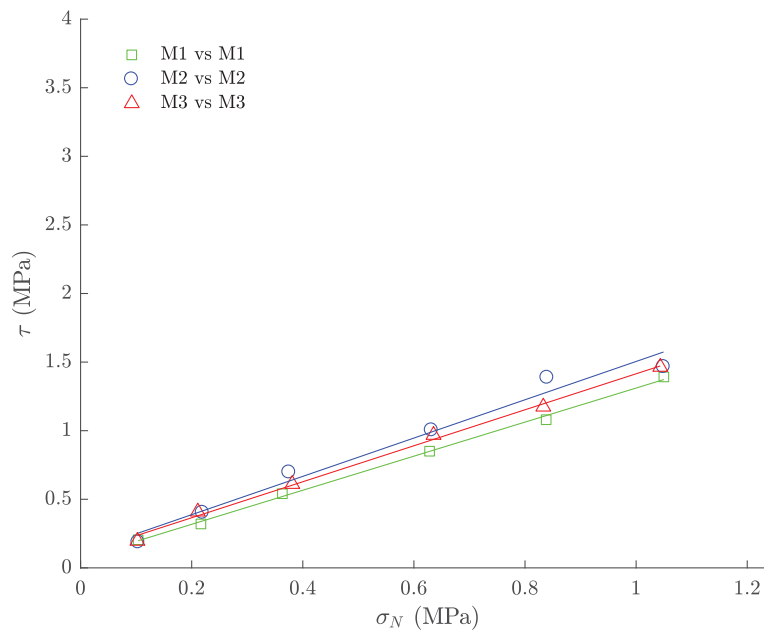


Figure 5.16. – Régressions linéaires de Mohr-Coulomb pour les joints dont les propriétés mécaniques varient

Tableau 5.14. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues pour des joints ayant des propriétés mécaniques différentes

	M1	M2	M3
C_{app} (kPa)	70	109	103
ϕ (°)	51	54	53
R^2	0,99	0,98	0,99

5.4.4. Synthèse de l'effet des propriétés mécaniques sur le cisaillement

À travers l'analyse directe des essais de cisaillement et des enveloppes de Mohr-Coulomb, l'effet des propriétés mécaniques des joints sur leur comportement au cisaillement n'a pas semblé très marqué. Sous de faibles contraintes normales, et dans le cas où l'emboîtement du joint est correct (-), une importante variation des propriétés mécaniques (notamment la résistance à la compression uniaxiale qui varie de 27,3 MPa à 164,5 MPa) n'a pas mené à un changement net de comportement au cisaillement. Les propriétés mécaniques des joints semblent, dans le cas de joints naturels soumis à des contraintes normales faibles et présentant une certaine ouverture, un facteur d'influence du comportement au cisaillement moins important que l'emboîtement ou la rugosité. Nous souhaitons insister sur les conditions particulières dans lesquelles ces dernières sont été obtenues : faibles contraintes normales (moins de 1,0 MPa) et pour des discontinuités ouvertes de 0,5 mm.

5.5. Rôle du type de contact

5.5.1. Objectifs

Avec trois mortiers à disposition pour fabriquer les répliques, l'effet du type de contact sur le cisaillement peut être évalué. Le type de contact fait référence à une discontinuité qui :

- coupe un matériau en deux, comme le cas des joints de levée béton-béton dans les barrages ou les fissures observables dans un massif rocheux. Nous parlons alors de joint **homogènes** ;
- est à l'interface de deux matériaux différents et qui donc les sépare. Il s'agit par exemple des joints roc-béton, particulièrement courants en génie civil dans les fondations de structure. Nous parlons alors de joints **hétérogènes**.

L'ensemble des résultats expérimentaux présentés jusqu'ici concernent des joints homogènes et peu de travaux se sont concentrés sur les joints hétérogènes (partie 1.3.2.3). Il est donc difficile de trouver des modèles mécaniques décrivant le comportement au cisaillement de ces joints.

Ainsi, pour étudier le comportement au cisaillement d'un joint hétérogène, 6 répliques de joint présentant une éponte en mortier M1 et une éponte en mortier M3 ont été confectionnées (notation M1/M3). Ces répliques dont l'emboîtement est correct (-), ont l'avantage de présenter une forte différence de propriétés mécaniques entre leurs épontes, à l'image de contacts roc-béton observables en génie civil. Cela va également nous permettre de comparer le comportement des répliques hétérogènes (M1/M3) avec les répliques de joint homogènes (M1/M1 et M3/M3).

5.5.2. Résultats des essais

5.5.2.1. Analyse des contraintes de cisaillement

La Figure 5.17 présente les courbes de cisaillement pour les répliques de joints homogènes (M1/M1 et M3/M3) et hétérogènes (M1/M3). À l'image des résultats précédents, l'effet de σ_N sur le cisaillement est visible : augmentation des contraintes de cisaillement τ_{Pic} et $\tau_{Résiduelle}$.

En revanche, il est difficile de distinguer un changement de comportement au cisaillement entre les joints homogènes et hétérogènes. Pour les deux types de joints, la contrainte de cisaillement τ tend en effet progressivement vers une valeur quasi constante ($\tau_{Résiduelle}$), sans passer par un τ_{Pic} très net.

Le Tableau 5.15 synthétise les valeurs de contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle. Nous pouvons remarquer que les contraintes de cisaillement au pic sont supérieures pour le joint hétérogène. Les résultats sont cependant du même ordre de grandeur que ceux obtenus sur les joints homogènes. Ainsi, le τ_{Pic} enregistré sous 1000 kPa de contrainte normale est de 1,45 MPa pour M1/M1, 1,48 MPa pour M3/M3 et 1,56 MPa pour M1/M3.

De même, pour la phase résiduelle, les contraintes de cisaillement enregistrées sont très proches. À une contrainte normale de 350 kPa, la valeur de $\tau_{\text{Résiduelle}}$ enregistrée est de 0,51 MPa pour M1/M1, 0,54 MPa pour M3/M3 et 0,56 MPa pour M1/M3.

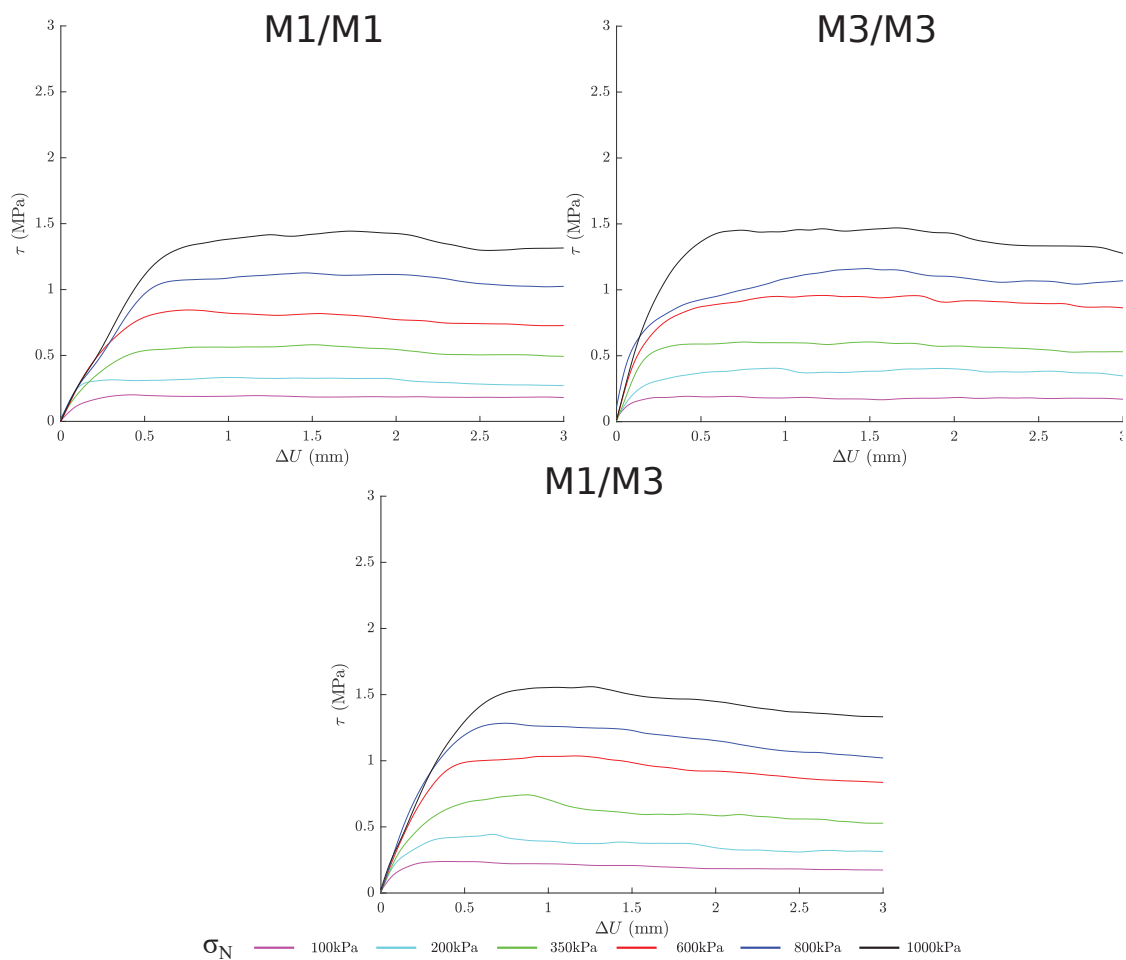


Figure 5.17. – Courbes de cisaillement des joints hétérogènes

Tableau 5.15. – Contraintes de cisaillement pour des joints dont le type de contact varie

σ_N (MPa)	τ_{Pic} (MPa)			$\tau_{Résiduelle}$ (MPa)		
	M1/M1	M3/M3	M1/M3	M1/M1	M3/M3	M1/M3
0,1	0,21	0,20	0,25	0,18	0,18	0,19
0,2	0,34	0,41	0,45	0,29	0,38	0,32
0,35	0,59	0,61	0,75	0,51	0,54	0,56
0,6	0,85	0,97	1,01	0,73	0,90	0,88
0,8	1,14	1,17	1,30	1,06	1,07	1,08
1,0	1,45	1,48	1,56	1,32	1,35	1,38

5.5.2.2. Analyse des angles de dilatance

Les Figure 5.18 et Tableau 5.16 illustrent le comportement en dilatance des joints hétérogènes. Ici aussi, la différence avec les joints homogènes (Figure 5.15 et Tableau 5.13) est difficile à observer. Les valeurs enregistrées d'angle de dilatance et de contractance sont ainsi très similaire d'un essai à l'autre.

Cependant la même tendance concernant l'effet de la contrainte normale sur la dilatance est visible : lorsque σ_N augmente, la contractance augmente et l'angle de dilatance diminue.

Que ce soit sur les contraintes de cisaillement ou la réponse en dilatance, nous n'avons donc pas pu observer de différence majeure dans le comportement au cisaillement entre un joint homogène et un joint hétérogène. Selon nous, cela est expliqué en partie par les conditions spécifiques des essais de cisaillement, réalisés à de faibles contraintes normales et pour un joint dont l'emboîtement est correct (-).

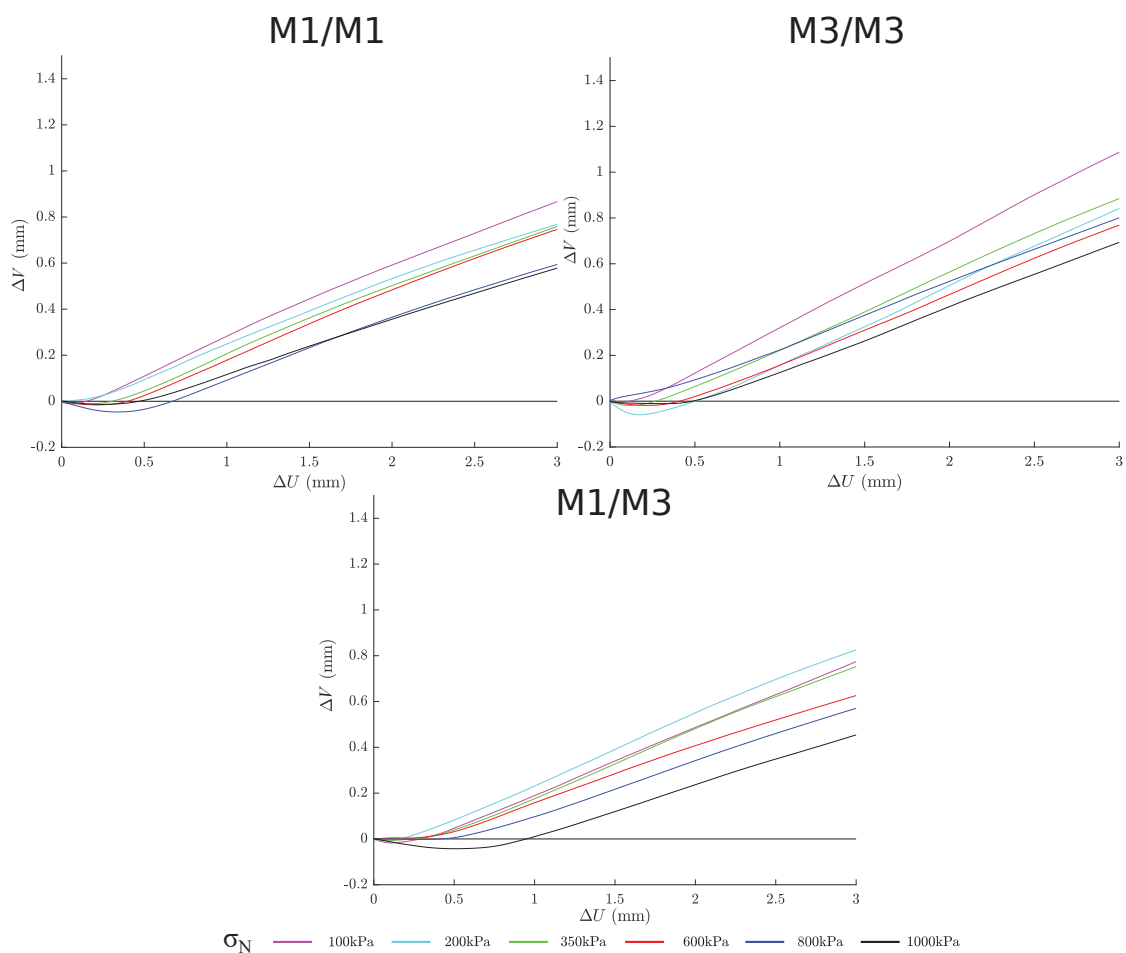


Figure 5.18. – Courbes de dilataance des joints hétérogènes

Tableau 5.16. – Valeurs d'angle de dilataance et de contractance pour les joints dont le type de contact varie

σ_N	dN (°)			ΔV_{\max} (mm)		
	M1/M1	M3/M3	M1/M3	M1/M1	M3/M3	M1/M3
0,1	13,4	22,6	18,6	0,018	0,034	0,013
0,2	18,0	20,0	16,0	0,009	0,059	0*
0,35	17,6	17,4	19,1	0,006	0,019	0,011
0,6	15,1	16,6	18,2	0*	0,018	0,016
0,8	14,1	16,4	15,8	0,002	0*	0,047
1,0	13,2	15,9	14,1	0,043	0,011	0,014

* Les valeurs "nulles" ne le sont pas réellement. Elles correspondent en fait à des valeurs enregistrées inférieures à l'arrondi considéré.

5.5.3. Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb

La Figure 5.19 illustre les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb obtenues pour les joints homogènes et hétérogènes. Comme attendu suite aux résultats des essais de cisaillement, les enveloppes de rupture des différents types de joints sont très proches.

Le Tableau 5.17 donne les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement pour les différents joints étudiés. Nous pouvons voir que les angles de frottement sont proches : 51° et 53° pour les joints homogènes et 54° pour le joint hétérogène. Quoique différentes, les valeurs de cohésion apparente obtenues sont analogues en comparaison des résultats précédents : 70 kPa et 103 kPa pour les joints homogènes et 128 kPa pour le joint hétérogène.

Comme pour l'analyse des essais de cisaillement donc, il semble que le type de contact ne soit pas un facteur d'influence notable de la cohésion apparente ou de l'angle de frottement pour des joints correctement emboîtés (-) et soumis à de faibles valeurs de contraintes normales.

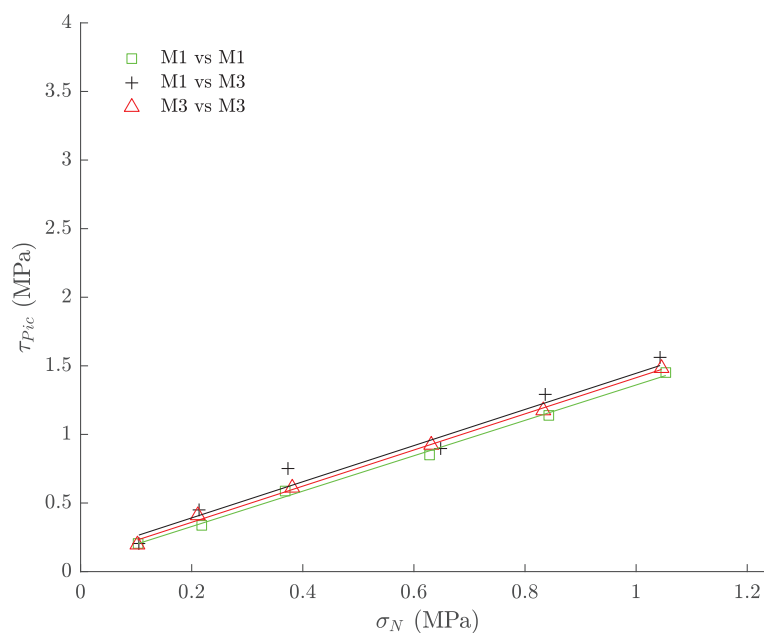


Figure 5.19. – Régression linéaire de Mohr-Coulomb pour les joints hétérogènes

Tableau 5.17. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement obtenues pour des joints dont le type de contact varie

	M1/M1	M3/M3	M1/M3
C_{app} (kPa)	70	103	128
ϕ (°)	51	53	54
R^2	0,99	0,99	0,98

5.5.4. Synthèse de l'effet du contact sur le comportement au cisaillement

En travaillant sur des discontinuités en dents de scie, Ghazvinian, Taghichian et al. (2010) ont observé que, sous de faibles contraintes normales, le comportement au cisaillement de joints homogènes et hétérogènes est analogue. Ces conclusions concordent donc avec les résultats que présentés ici. Nous avons en effet observé que le comportement au cisaillement des joints homogènes et hétérogènes dont l'emboîtement est correct (-) et soumis à de faibles contraintes normales est similaire :

- la contrainte de cisaillement τ tend en effet progressivement vers une valeur quasi constante, sans pic très net. Les valeurs de contraintes de cisaillement enregistrées lors des phases de pic et résiduelle sont ainsi très proches ;
- aucune distinction n'a pu être faite sur le comportement en dilatance du joint.

Les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb pour les joints homogènes et hétérogènes sont très proches et les valeurs mesurées d'angle de frottement et de cohésion apparente similaires d'un type de contact à l'autre.

Selon nous, ces observations sont liées aux conditions expérimentales mises en place pour l'étude : faibles contraintes normales et emboîtement correct (-). Dans ces conditions, le fait que le joint soit hétérogène n'a finalement que peu d'influence sur le comportement au cisaillement. Pour ces joints donc, le type de contact n'est pas un des facteurs d'influence principaux, contrairement à la rugosité ou à l'emboîtement.

5.6. Répétabilité des essais de cisaillement

Dans le but de vérifier la précision des résultats des essais de cisaillement présentés jusqu'ici, tous les essais précédemment réalisés sous 100 kPa et 600 kPa sont reproduits. Ainsi, de nouvelles répliques de joints présentant les mêmes caractéristiques morphologiques et mécaniques que les répliques initialement cisailées pour l'étude paramétrique sont confectionnées. Les essais de cisaillement étant donc reproduits dans les mêmes conditions, nous pouvons évaluer la répétabilité des résultats expérimentaux.

Le Tableau 5.18 montre la comparaison des valeurs de contrainte de cisaillement au pic (τ_{Pic}) des 22 essais de cisaillement direct supplémentaires entrepris, ainsi qu'une comparaison avec les résultats précédemment détaillés.

Nous voyons que les écarts les plus importants sont observés pour les répliques endommagées (en moyenne, 27 %). Nous pensons que cet écart peut s'expliquer par l'état d'endommagement lui-même. En effet, les répliques sont dites endommagées lorsqu'elles ont subi un premier essai de cisaillement (partie 5.4). Or, d'un essai à l'autre, il est possible que l'endommagement sur les surfaces des répliques de joint soit légèrement différent, entraînant des écarts de τ_{Pic} entre deux essais conduits sous la même contrainte normale.

Concernant les autres essais, les écarts observés sur les contraintes de cisaillement au pic pour des répliques de joints supposées identiques sont plus faibles. Hormis deux essais (Rugo-2 sous 600 kPa et Rugo-3 sous 100 kPa), l'écart observé est de l'ordre de 6 %. Selon nous, les différences parfois importantes qui sont observées (comme sur Rugo-2 à 600 kPa ou Rugo-3 à 100 kPa) peuvent s'expliquer par un léger écart lors du placement des répliques de joint dans les demi-boîtes de cisaillement ou par de légères différences sur la valeur de σ_N sous laquelle l'essai a été réalisé. En effet, même si les essais de cisaillement sont effectués sous charge normale constante, il est difficile de régler la valeur σ_N exactement à l'identique d'un essai à l'autre.

Nous ne nous attardons pas sur les valeurs enregistrées pour les contraintes de cisaillement résiduelles car nous estimons que le matériel arraché lors de la rupture des aspérités peut perturber la réponse post-pic du joint. De la même façon, si le comportement général en dilatance des joints peut être analysé, les valeurs brutes de dN et $\Delta_{V_{max}}$ sont parfois trop volatiles pour être étudiées finement. Ainsi, nous ne proposons pas d'évaluation de la répétabilité vis-à-vis des valeurs de contractance et d'angle de dilatance.

Tableau 5.18. – Comparaison des τ_{Pic} obtenus pour des essais de cisaillement sur répliques de joint dans les mêmes conditions expérimentales

τ_{Pic} (MPa)	100 kPa			600 kPa		
	Essai 1	Essai 2	%	Essai 1	Essai 2	%
Rugo-J1	0,26	0,24	8	0,94	1,02	8
Rugo-J2	0,31	0,32	3	1,34	1,05	22
Rugo-J3	0,39	0,25	35	1,42	1,41	1
Rugo-J4	0,61	0,58	5	1,93	2,19	13
Endo-J1	0,17	0,15	12	0,59	0,77	31
Endo-J2	0,16	0,27	69	0,89	0,76	15
Endo-J3	0,28	0,20	29	1,02	0,90	12
Endo-J4	0,39	0,26	33	1,36	1,13	17
Matériaux M1/M1	0,21	0,20	5	0,85	0,95	12
Matériaux M3/M3	0,20	0,19	5	0,97	0,90	8
Contact M1/M3	0,25	0,21	16	1,01	0,90	11

5.7. Rôle de l'intervalle de contrainte normale

5.7.1. Objectifs

La contrainte normale agissant lors du cisaillement est un facteur d'influence à part entière du comportement au cisaillement. Dans tous les essais qui ont été réalisés, plus la contrainte normale est élevée et plus la contrainte de cisaillement augmente. De même, une augmentation de la contrainte normale s'accompagne généralement d'une diminution de l'angle de dilatance et d'une augmentation de la contractance. Pour le tracé de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb, un seul intervalle de contrainte normale a été utilisé jusqu'ici. Cette sous-partie vise donc à caractériser l'effet de l'intervalle de contrainte normale utilisé pour effectuer la régression linéaire de Mohr-Coulomb.

Dans les résultats précédents, seul l'intervalle L3, qui correspond à la gamme 100 - 1000 kPa de contraintes normales observables en génie civil a été utilisée pour le tracé des enveloppes de rupture. Nous allons étudier l'effet sur l'enveloppe de Mohr-Coulomb du choix de deux autres intervalles : L1 qui couvre 100 kPa à 600 kPa et L2 qui couvre 600 kPa à 1000 kPa. Les résultats présentés correspondent aux résultats des essais de cisaillement utilisés pour déterminer le rôle de la rugosité (partie 5.1). Dans ce cas-ci, les répliques de joints sont intactes, parfaitement emboîtées (+), confectionnées avec le mortier M2 et présentent les rugosités J1, J2, J3 et J4.

5.7.2. Analyse des régressions linéaires de Mohr-Coulomb

La Figure 5.20 montre les enveloppes de Mohr-Coulomb obtenues pour les intervalles 100-600 kPa et 600-1000 kPa (voir Figure 5.4 pour 100-1000 kPa). L'allure bilinéaire de la courbe $\tau = f(\sigma_N)$ est clairement visible pour les joints les plus rugueux (J2, J3 et J4) alors que pour J1, l'intervalle de contrainte choisi apporte peu de changements. Par exemple, pour les joints les plus rugueux (J2, J3 et J4), le changement d'intervalle de contrainte normale (L1 vers L2) conduit à une diminution de l'angle de frottement, mais une augmentation de la cohésion apparente, alors que rien ne semble changer pour J1.

Ainsi, les régressions linéaires conduisent à différentes valeurs de contraintes normales et d'angle de frottement selon l'intervalle sélectionné. Par exemple, sur l'intervalle 100 kPa à 600 kPa, J2, J3 et J4 montrent respectivement des cohésions apparentes de 82 kPa, 203 kPa et 411 kPa et des angles de frottement de 63° , 64° et 68° . Alors que sur l'intervalle 600 kPa à 1000 kPa, J2, J3 et J4 ont des valeurs de cohésion apparente de 465 kPa, 741 kPa et 705 kPa et des angles de frottement de 55° , 47° et 64° . Pour J1, lorsque l'intervalle de contrainte normale choisi pour la régression linéaire change, l'effet sur la cohésion apparente et l'angle de frottement est peu marqué.

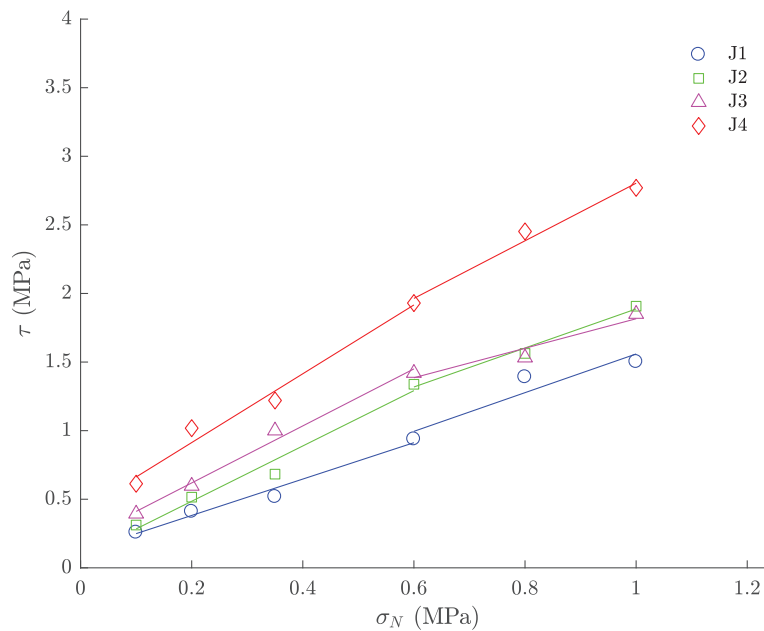


Figure 5.20. – Régressions linéaires de Mohr-Coulomb sur les intervalles 100-600 kPa et 600-1000 kPa

Tableau 5.19. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement selon l'intervalle de σ_N considéré

Joint	100-600 kPa			600-1000 kPa			100-1000 kPa		
	C_{app} (kPa)	ϕ (°)	R^2	C_{app} (kPa)	ϕ (°)	R^2	C_{app} (kPa)	ϕ (°)	R^2
J1	117	53	0,98	149	55	0,91	87	56	0,98
J2	82	63	0,94	465	55	0,89	136	61	0,99
J3	203	64	0,98	741	47	0,94	329	58	0,98
J4	411	68	0,97	705	64	0,91	444	67	0,97

Nous pensons que l'effet observé de l'intervalle de contrainte normale choisi pour tracer l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb est lié à la rugosité du joint. Selon nous, la bilinéarité observée sur les joints les plus rugueux pourrait être liée à un changement du comportement au cisaillement du joint. D'un point de vue phénoménologique, nous pouvons proposer les explications suivantes :

- pour J2 et J3, sous de faibles contraintes normales, nous avons constaté dans la partie 5.1 que des phénomènes de cisaillement et de glissement coexistaient. Lorsque la contrainte normale augmente, les aspérités ne peuvent pas se chevaucher et le glissement devient alors limité. Les aspérités ont donc davantage tendance à se cisailer. En d'autres termes, l'augmentation de σ_N se traduit par un changement de comportement du joint, conduisant à moins de glissement et plus de cisaillement, ce qui mène à une diminution de ϕ ;
- pour J4, joint le plus rugueux est sujet à des mécanismes d'endommagement par cisaillement pur (partie 5.1). Le changement d'allure observé peut-être lié à un plus grand nombre d'aspérités intervenant dans le cisaillement. À faible contrainte normale, seules les aspérités les plus pentues s'opposent au cisaillement, qui sont alors directement détruites. En augmentant σ_N , des aspérités moins pentues peuvent prendre part au cisaillement et être cisailées lorsque l'essai se déroule, se traduisant par une augmentation de C_{app} ;
- pour J1, le joint le plus lisse, les deux intervalles de contrainte normale considérés conduisent à des similitudes sur les valeurs d'angle de frottement et de cohésion apparente. Nous supposons donc que le comportement bilinéaire devrait se produire à des contraintes normales plus élevées que celles étudiées ici.

5.7.3. Synthèse de l'effet de contrainte normale

L'ensemble des résultats expérimentaux présentés montrent l'effet positif de la contrainte normale sur la contrainte de cisaillement au pic : plus σ_N est élevé et plus τ_{Pic} l'est. De la même façon, tout au long des résultats présentés, nous observons que σ_N influence également la valeur de $\tau_{Résiduelle}$ ainsi que le comportement en dilatance du joint (baisse de dN et augmentation de Δ_{Vmax}). Ces résultats sont en accord avec la littérature scientifique (Patton 1966a ; Kumar et Verma 2016).

En reliant ces observations à l'étude des répliques après un essai de cisaillement et aux enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb pour différents intervalles de contraintes normales, nous supposons que l'augmentation de σ_N se traduit par un changement dans la phénoménologie des mécanismes de cisaillement, de glissement vers plus de cisaillement (Patton 1966a ; Seidel et Haberfield 2002). À forte contrainte normale, l'échantillon est moins enclin à se chevaucher (glissement) et les aspérités cèdent par arrachement (cisaillement). Ce changement de comportement se traduit par un changement de la courbe $\tau = f(\sigma_N)$ et un aspect bilinéaire. Globalement, un intervalle de σ_N élevé a donc tendance à diminuer l'angle de frottement et augmenter la valeur de cohésion apparente.

Selon nous, l'effet de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse peut être corrélé à une certaine forme d'emboîtement du joint. En effet, lorsque la contrainte normale augmente, nous avons vu dans les parties précédentes que la contractance augmente. Cela implique que l'emboîtement des épontes est de meilleure qualité. Ainsi, lorsque σ_N augmente, les zones de contact entre les épontes s'agrandissent (la contractance du joint augmente) et plus d'aspérités peuvent participer au cisaillement, ce qui tend alors à augmenter les contraintes de cisaillement observées lors des phases de pic et résiduelle.

5.8. Synthèse globale des résultats expérimentaux

Lors de l'étude expérimentale, près de 110 essais de cisaillement direct ont été conduits sur des répliques de joints rocheux en conditions CNC. L'utilisation des répliques est une méthode efficace permettant des essais reproductibles et ainsi d'étudier indépendamment les uns des autres les différents facteurs d'influence du comportement au cisaillement.

5.8.1. Facteurs d'influence du comportement au cisaillement d'un joint

En ce qui concerne le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse non liée sous de faibles contraintes normales, les principales observations sont les suivantes :

1. les conditions morphologiques du joint sont les principaux facteurs d'influence du comportement au cisaillement :
 - a) plus la rugosité du joint est importante, plus les contraintes de cisaillement enregistrées (τ_{Pic} ou $\tau_{Résiduelle}$) sont élevées ;
 - b) une réduction de l'emboîtement avec l'ajout d'une valeur d'ouverture initiale (0,5 mm) au joint se traduit par une chute de 27 % de τ_{Pic} . $\tau_{Résiduelle}$ ne semble cependant pas affecté par l'ouverture initiale.
2. l'endommagement préalable du joint a un effet sur le comportement au cisaillement. Ainsi, un joint endommagé présente des contraintes de cisaillement τ plus faibles qu'un joint intact. La notion d'endommagement d'un joint peut d'une certaine manière être perçue comme une diminution de l'emboîtement.
3. la contrainte normale a un effet sur le comportement au cisaillement du joint. Plus σ_N est élevée et plus les contraintes de cisaillement τ enregistrées le sont.
4. deux mécanismes de cisaillement (glissement et cisaillement) ont pu être observés sur les répliques de joint. La prédominance d'un mécanisme dépend fortement de la morphologie du joint et de la contrainte normale appliquée pendant l'essai.
5. pour des joints dont l'emboîtement n'est pas parfait, les effets des propriétés mécaniques ou du type de contact sont peu marqués. Cela indique que les propriétés mécaniques ne sont pas des facteurs d'influence majeurs du comportement au cisaillement dans la gamme de faibles contraintes normale testées.

5.8.2. Facteurs d'influence de la cohésion apparente et de l'angle de frottement des enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb

À la suite des essais de cisaillement et en effectuant une régression linéaire des contraintes de cisaillement sur divers intervalles de contraintes normales, nous avons pu observer que la cohésion apparente C_{app} et l'angle de frottement ϕ sont influencés par les mêmes facteurs que le comportement au cisaillement du joint. Ainsi, la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement du joint ainsi que la gamme de contraintes normales considérée influencent l'enveloppe de rupture au cisaillement du joint. Au même titre, il semble que sous de faibles contraintes normales, les propriétés mécaniques du joint ou le type de contact n'aient que peu d'effets sur C_{app} et ϕ .

Il peut être intéressant de comparer les valeurs de C_{app} obtenues dans cette étude avec des valeurs issues de la littérature. Dans ce travail, même pour des joints peu rugueux, endommagés ou mal emboîtés, nous avons pu obtenir des valeurs de cohésion apparente assez élevées. Par exemple, le joint le moins rugueux (J1) propose une valeur de C_{app} de 87 kPa (Tableau 5.4). De même un joint (J3), endommagé ou ouvert offre respectivement une cohésion apparente de 150 kPa ou de C_{app} de 109 kPa.

Les recommandations professionnelles des barrages-poids sont plutôt prudentes avec la notion de cohésion apparente. Par exemple, la valeur de cohésion apparente ne peut excéder 300 kPa et est souvent à considérer nulle (Hydro-Québec 2003). Certaines recommandations sont même plus conservatrices : la valeur de cohésion apparente doit être bornée entre 28 and 173 kPa pour le contact roc-béton d'une fondation de barrage-poids, en fonction du type de roche sur lequel l'ouvrage est fondé (EPRI 1990). En France, le CFBR (2012) suggère une valeur de l'ordre de 100 kPa à 300 kPa. L'ensemble des recommandations citées suggèrent aussi de considérer la cohésion apparente pour des gammes de contraintes normales élevées et supérieures à 350 kPa (CFBR 2012 ; Hydro-Québec 2003 ; EPRI 1990). Sous de fortes contraintes normales, l'étude expérimentale présentée ici a montré que la valeur de cohésion apparente pouvait même être largement supérieure (Tableau 5.19). L'ensemble des résultats expérimentaux tend donc à montrer logiquement un certain conservatisme des différentes recommandations professionnelles, plutôt prudentes vis-à-vis des valeurs de cohésion apparente à considérer dans la justification des ouvrages.

À l'issue de cette partie expérimentale, nous avons pu déterminer les différents facteurs d'influence de la cohésion apparente pour des discontinuités rocheuses non liées soumises à de faibles contraintes normales. De plus, les valeurs de cohésion apparente obtenues dans cette étude sont sensiblement plus élevées que celles généralement admises par la profession des barrages.

Pour résumer, les apports scientifiques de la partie expérimentale à la communauté sont :

1. pour un joint rocheux soumis à de faibles contraintes normales : l'utilisation de répliques et les essais de cisaillement conduits mettent en avant des facteurs d'influence du comportement et des mécanismes de cisaillement.
2. détermination des paramètres d'influence de la cohésion apparente et mise en perspective des valeurs obtenues avec les standards de la profession.

Troisième partie :

Étude numérique

Partie introductive

Pour notre recherche sur les facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux, il peut-être avantageux de coupler des essais de cisaillement expérimentaux à des essais numériques. Ceux-ci ont en effet l'avantage d'être économiques (en temps, en matériel et en personnel), répétables à volonté, et les paramètres d'entrée peuvent être ajustés à tout moment par l'utilisateur.

De tels essais numériques de cisaillement nécessitent l'utilisation de modèles mécaniques, calibrés sur la base d'essais expérimentaux. Une importante campagne expérimentale portant sur l'influence de divers paramètres sur le comportement au cisaillement des joints rocheux a été conduite durant ce projet de thèse. Les résultats obtenus peuvent alors être intégrés à des modèles mécaniques simulant le comportement au cisaillement de discontinuités rocheuses.

Le premier chapitre de cette partie présente deux modèles mécaniques utilisés dans ce travail : Mohr-Coulomb et Continuous-Yielding. En utilisant les résultats expérimentaux, le chapitre suivant traite d'essais de cisaillement numériques à l'échelle du laboratoire. L'objectif est de produire une modélisation MED qui approche le comportement au cisaillement d'un joint rocheux rugueux à l'échelle du laboratoire. Enfin, le dernier chapitre porte sur l'extrapolation des modèles mécaniques développés à l'échelle d'un barrage-poids fictif. Ici, l'objectif est d'illustrer l'effet de la rugosité sur le comportement d'un ouvrage.

Sommaire

6	Présentation des modèles mécaniques utilisés pour modéliser le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses	111
6.1	Le modèle de Mohr-Coulomb	112
6.2	Le modèle Continuous-Yielding	113
7	Modélisations numériques de joints à l'échelle du laboratoire en prenant en compte la rugosité	117
7.1	Le modèle de Mohr-Coulomb	117
7.1.1	Lois empiriques reliant l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb à la rugosité du joint	118
7.1.1.1	Lois linéaires	119
7.1.1.2	Lois puissances	120
7.1.1.3	Lois exponentielles	120
7.1.1.4	Choix du type de lois	120
7.1.2	Lien entre l'angle de dilatance dN et la rugosité du joint	122
7.1.3	Lien entre les raideurs K_n et K_s et la rugosité du joint	124

7.1.3.1	Détermination des raideurs tangentielle expérimentales	124
7.1.3.2	Équations reliant K_s à la rugosité du joint	125
7.1.3.3	Détermination des raideurs normales expérimentales	126
7.1.3.4	Équations reliant K_n à la rugosité du joint	128
7.1.4	Modélisation numérique des essais expérimentaux	128
7.2	Le modèle Continuous-Yielding	132
7.2.1	Calibration	132
7.2.2	Validation	136
7.3	Synthèse	139
8	Évaluation du rôle de la rugosité sur le comportement d'un barrage-poids fictif	141
8.1	Données du modèle numérique	142
8.1.1	Code de calcul UDEC	142
8.1.2	Données géologiques du massif de fondation	142
8.1.3	Données du barrage-poids	143
8.1.4	Caractérisation des discontinuités du modèle	144
8.1.5	Hypothèses de modélisation	144
8.2	Résultats de la modélisation	145
8.2.1	Cisaillement des joints	145
8.2.2	Déplacements globaux	147
8.2.3	Facteur de Sécurité au Glissement (FSG)	154
8.3	Synthèse de l'application	155
	Conclusion	157
	Références	163

Chapitre 6.

Présentation des modèles mécaniques utilisés pour modéliser le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses

Nous l'avons aperçu dans la partie bibliographique, un modèle mécanique de comportement doit rendre compte, pour décrire le comportement au cisaillement d'un joint rocheux, des interactions entre les contraintes normale et tangentielle et les déplacements normal et tangentiel qui peuvent être observés expérimentalement. Comme nous l'avons vu dans la partie bibliographique, il existe de nombreux modèles en mécanique des roches dont les formulations théoriques de certains utilisent les concepts d'élasticité et de plasticité. C'est par exemple le cas des modèles de Mohr-Coulomb et Continuous-Yielding qui sont utilisés dans cette étude. La distinction entre ces deux concepts repose sur le caractère réversible (élasticité) ou irréversible (plasticité) des déplacements qui sont observés lorsqu'un joint est soumis à une contrainte donnée. Pour les deux modèles évoqués, les déplacements (Δ) du joint sont ainsi partitionnés entre déplacements élastiques (Δ^e) et plastiques (Δ^p) comme le montre l'Équation 6.1 (Plesha 1987) :

$$\Delta = \Delta^e + \Delta^p \quad (6.1)$$

En pratique, les modèles de comportement mécanique s'utilisent souvent avec les méthodes numériques cycliques type MED : un déplacement qui est appliqué au joint va se traduire par une actualisation de son état de contraintes et donc par de nouveaux déplacements (et ainsi de suite ...). Ce premier chapitre présente de façon théorique les modèles de Mohr-Coulomb et Continuous-Yielding, c'est-à-dire leur fonctionnement et leurs équations constitutives.

6.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Comme évoqué lors de la partie bibliographique, Goodman et al. (1968) fut un des premiers à proposer un modèle de comportement des joints rocheux, basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce modèle, que nous appellerons modèle de Mohr-Coulomb (M-C) par la suite, considère séparément les phases élastiques et plastiques. En d'autres termes, les déplacements (Δ) de l'Équation 6.1 sont soit liés à un comportement élastique, soit à un comportement plastique.

Ainsi, selon le modèle mécanique de M-C, lorsque qu'un joint est soumis à une contrainte de cisaillement, il est tout d'abord dans une phase élastique où les déplacements sont reliés aux contraintes à l'aide de lois élastiques linéaires classiques ($\sigma = a \cdot \delta$).

La phase élastique se prolonge jusqu'à que la contrainte de cisaillement atteigne une valeur maximale (τ_{Pic}), qui est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Dès lors que cette contrainte de cisaillement est atteinte, le modèle mécanique de M-C considère que le joint est en rupture. Selon ce modèle, la phase élastique (prépic) est terminée et la phase plastique (post-pic) démarre : la contrainte de cisaillement ne peut plus augmenter et les déplacements normal et tangentiel doivent être estimés avec de nouvelles lois mathématiques.

D'après le modèle de Mohr-Coulomb, le comportement d'un joint sous une contrainte de cisaillement est illustré sur la Figure 6.1 et s'écrit avec les relations suivantes (Équations 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 et 6.6). Pour la phase élastique, dans la direction normale au joint, la variation de contrainte normale ($d\sigma_N$) est liée aux variations du déplacement normal élastique ($d\Delta_V^e$) et à la raideur normale du joint (K_n) par la relation linéaire :

$$d\sigma_N = K_n \cdot d\Delta_V^e \quad (6.2)$$

De la même façon, dans la direction tangentielle :

$$d\tau = K_s \cdot d\Delta_U^e \quad (6.3)$$

Pour le modèle mécanique de Mohr-Coulomb, la phase élastique se poursuit jusqu'à que la contrainte de cisaillement atteigne une valeur maximale, τ_{Pic} , estimée à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb (partie 1.4). Soit :

$$\tau_{Pic} = C_{Pic} + \sigma_N \cdot \tan(\phi_{Pic}) \quad (6.4)$$

Dès lors que la contrainte de cisaillement atteint sa valeur maximale, le modèle de M-C suppose que le joint entre dans la phase plastique (rupture au cisaillement). Des déplacements irréversibles apparaissent (Équation 6.1) et la contrainte de cisaillement diminue (Équation 6.5). Le joint est alors en mesure d'exprimer le phénomène de dilatance, selon un angle (dN) défini par l'utilisateur et l'Équation 6.6 (Itasca 2019).

$$\tau_{\text{Résiduel}} = C_{\text{Résiduel}} + \sigma_N \cdot \tan(\phi_{\text{Résiduel}}) \quad (6.5)$$

$$d\Delta_V^p = d\Delta_U^p \cdot \tan(dN) \quad (6.6)$$

Bien que simple à mettre en œuvre, le modèle M-C est peu réaliste (Itasca 2019). Ce modèle considère en effet deux phases distinctes : i) une élastique linéaire, avant le pic de contrainte tangentielle et ii) une parfaitement plastique, après le pic. Cela donne une allure très bilinéaire aux résultats obtenus et aux courbes de comportement, comme l'illustre la Figure 6.1. Or en réalité, les phases élastiques et plastiques sont plus complexes à distinguer l'une de l'autre, en particulier lorsque la contrainte de cisaillement approche sa valeur de pic.

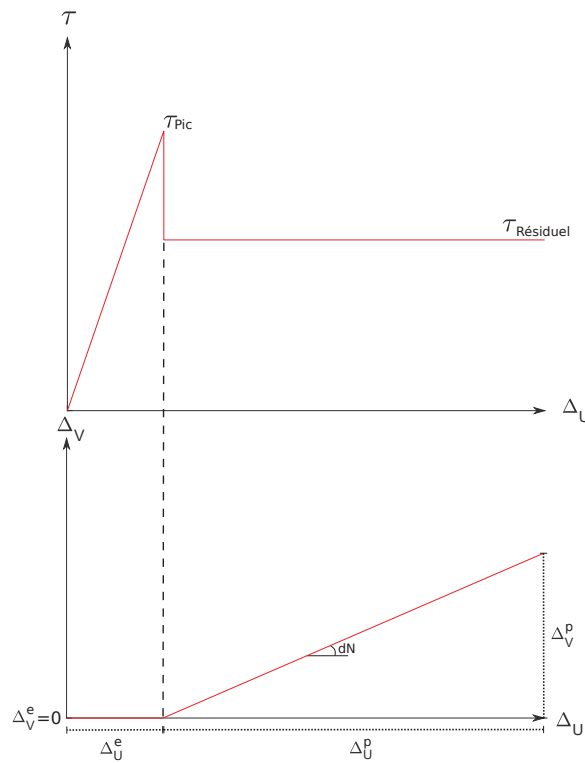


Figure 6.1. – Comportement d'un joint lors d'un essai de cisaillement CNC selon le modèle mécanique de Mohr-Coulomb

6.2. Le modèle Continuous-Yielding

Le modèle Continuous-Yielding (C-Y), développé par Cundall et Lemos (1988), part du principe que l'endommagement d'un joint lors du cisaillement est progressif. Le modèle C-Y ne distingue pas la phase pré-pic de la phase post-pic et les équations qui sont utilisées par le modèle pour décrire celles-ci ne changent donc pas (au contraire

du modèle de M-C par exemple). Analytiquement, le modèle C-Y calcule la contrainte tangentielle (τ) à l'aide d'une contrainte tangentielle cible (τ_m). Il faut préciser que la valeur de τ_m change constamment, en fonction de la rugosité du joint et de l'état d'endommagement de celui-ci au cours de l'essai, tel que décrit ci-dessous :

$$\tau_m = \sigma_N \cdot \tan(\phi_m) \quad (6.7)$$

C'est le paramètre ϕ_m qui inclut la rugosité ainsi que l'état d'endommagement du joint dans le calcul de τ_m :

$$\phi_m = (\phi_m^i - \phi) \cdot e^{\frac{-d\Delta_U^p}{R}} - \phi \quad (6.8)$$

La rugosité est explicitée à l'aide du paramètre R tandis que ϕ_m^i correspond à une valeur initiale pour ϕ_m , définie par l'utilisateur. ϕ enfin correspond à l'angle de frottement résiduel.

L'endommagement progressif du joint est décrit par l'incrément de déplacement tangentiel plastique, $d\Delta_U^p$. Le modèle mécanique de comportement C-Y considère que cet incrément est progressif et fonction du paramètre F , décrivant l'état du joint lors du calcul. Analytiquement le modèle C-Y propose :

$$d\Delta_U^p = (1 - F) \cdot d\Delta_U \quad (6.9)$$

Comme les déplacements totaux Δ_U sont la somme des déplacements élastiques et plastiques (Plesha 1987), on peut écrire :

$$d\Delta_U = d\Delta_U^e + d\Delta_U^p \quad (6.10)$$

Et donc par extension :

$$d\Delta_U^e = F \cdot d\Delta_U \quad (6.11)$$

Le terme F décrit l'état du joint lors du calcul et permet au modèle de situer la valeur de la contrainte de cisaillement (τ) vis-à-vis de la contrainte cible (τ_m) :

$$F = \frac{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_m}\right)}{1 - r} \quad (6.12)$$

En se servant des équations de linéarité reliant les déplacements aux contraintes à l'aide des raideurs, le modèle C-Y propose :

$$d\tau = F \cdot K_s \cdot d\Delta_U \quad (6.13)$$

Et :

$$d\sigma_N = K_n \cdot d\Delta_V^e \quad (6.14)$$

Enfin, le modèle C-Y prend également en considération le phénomène de dilatance du joint, dont l'angle (dN) instantané est estimé à l'aide de la contrainte tangentielle instantanée et de l'angle de frottement résiduel :

$$dN = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma_N}\right) - \phi \quad (6.15)$$

Maintenant que les équations constitutives du modèle C-Y sont présentées, il est intéressant d'expliquer le fonctionnement du modèle dans le cas d'un essai de cisaillement en conditions CNC.

- au début de l'essai, puisque $\tau \ll \tau_m$, le facteur F tend vers 1 : cela implique que la part des déplacements tangentiels plastiques dans les déplacements tangentiels est très faible, au contraire des déplacements tangentiels élastiques (Équations 6.9, 6.10 et 6.11) ;
- au fur et à mesure de l'essai, les déplacements tangentiels ne cessent d'augmenter. Cela se traduit par une augmentation rapide de la contrainte de cisaillement (Équation 6.13), une diminution de F (Équation 6.12) et donc une augmentation de la proportion de déplacements plastiques (Équation 6.9). C'est la phase prépic (noté I dans la Figure 6.2) ;
- le modèle C-Y lie les déplacements plastiques à l'endommagement du joint. Comme le déplacement tangential plastique $d\Delta_U^p$ augmente, la contrainte de cisaillement cible τ_m diminue (Équations 6.7 et 6.8) et donc par extension F (Équation 6.12). L'augmentation de la contrainte de cisaillement a donc tendance à ralentir progressivement, et ce, malgré l'incrément constant du déplacement tangential. Cela se traduit par un adoucissement de la courbe de cisaillement comme le montre la Figure 6.2 (noté II). Accessoirement, dès que la contrainte de cisaillement dépasse la contrainte résiduelle, la dilatance du joint est possible (Équation 6.15) ;
- une fois le pic de cisaillement dépassé ($\tau \geq \tau_m$), F devient négatif. L'essai continuant, le déplacement tangential s'incrémente, mais exclusivement par des déplacements plastiques (en fait la proportion de déplacement élastique est remplacée par des déplacements plastiques). Puisque F est négatif, τ diminue (noté III dans la Figure 6.2) ;
- en fin d'essai, la proportion de déplacements tangentiels élastiques dans le déplacement total devient quasiment nulle et les déplacements plastiques exclusifs. En combinant les Équations 6.8, 6.9, 6.12 et 6.13, on observe que τ diminue vers τ_m , qui tend quant à elle vers la contrainte de cisaillement résiduelle, définie par l'utilisateur via le paramètre ϕ (6.2, IV).

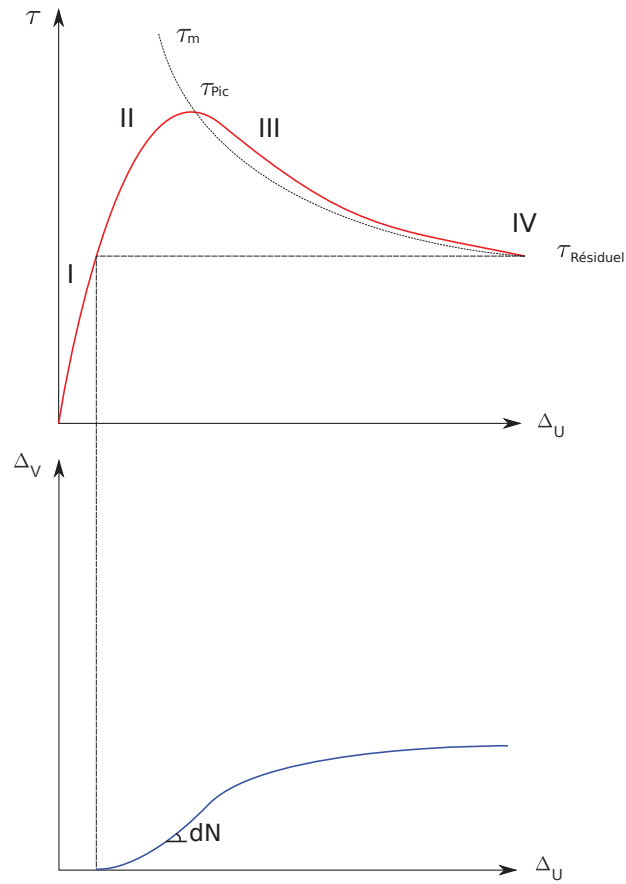


Figure 6.2. – Comportement d'un joint lors d'un essai de cisaillement CNC selon le modèle mécanique de Continuous-Yielding

Le modèle C-Y permet d'approcher de façon intéressante le comportement mécanique d'un joint rocheux lors d'un essai de cisaillement (Gasc-Barbier et Guittard 2009). C'est un modèle qui retranscrit les phénomènes observables empiriquement (radoucissement de la contrainte tangentielle à l'approche de τ_{Pic} , diminution progressive de τ vers $\tau_{Résiduel}$, endommagement progressif), mais qui se base sur des paramètres dont la signification physique pose question (ϕ_m , r) et dont les méthodes d'évaluations ne sont pas suggérées (rugosité R).

Chapitre 7.

Modélisations numériques de joints à l'échelle du laboratoire en prenant en compte la rugosité

Après avoir vu le fonctionnement théorique et les équations constitutives des modèles mécaniques de comportement M-C et C-Y, ce chapitre a pour objectif de développer des modèles numériques MED permettant de simuler le comportement au cisaillement d'un joint rocheux dans des conditions spécifiées.

Le développement de tels modèles peut ainsi permettre aux ingénieurs et aux scientifiques de réduire sensiblement le nombre d'essais expérimentaux nécessaires pour étudier le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses. Si quelques essais expérimentaux restent indispensables pour calibrer et valider les modèles mécaniques, la suite de l'analyse peut s'effectuer à l'aide d'essais de cisaillement numériques.

Lors de l'étude expérimentale, il a été montré que la rugosité et l'emboîtement sont les principaux paramètres d'influence du comportement au cisaillement d'un joint rocheux. Comme l'emboîtement utilisé a été évalué de manière subjective, seule la rugosité du joint est considérée pour la suite de cette étude numérique. Nous utilisons les résultats des essais de cisaillement présentés dans la partie expérimentale (partie II) et dont les conditions d'essais vérifient une contrainte normale comprise entre 100 and 600 kPa et un emboîtement des joints parfait. La rugosité est le seul facteur de variabilité.

7.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Pour pouvoir utiliser le modèle de Mohr-Coulomb afin de décrire le comportement mécanique d'un joint rocheux en cisaillement, il est nécessaire de connaître les valeurs de divers paramètres, tels que : les raideurs normale K_n et tangentielle K_s , l'angle de dilataance dN et bien entendu les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement (C_{app} ; ϕ) au pic et au résiduel. Alors que ces paramètres sont habituellement pris constants, ici, chacun d'eux a pu être relié à la rugosité des joints suite aux essais expérimentaux. Les sous-parties qui suivent décrivent les choix effectués.

7.1.1. Lois empiriques reliant l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb à la rugosité du joint

Lors de la partie expérimentale, l'ensemble des répliques de joint rocheux a été numérisé avant de procéder aux essais de cisaillement. Cette disposition expérimentale permet ainsi de relier le tracé de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb (et donc les paramètres C_{app} et ϕ) aux indicateurs de rugosité des répliques de joint. Pour rappel, la rugosité des joints a été décrite à l'aide des indicateurs suivants : l'étendue k , l'angulation moyenne des aspérités A_i , le Z_2^+ et le JRC . Bien que les valeurs de k et A_i soient intéressantes pour comprendre la morphologie générale d'un joint, ces indicateurs sont limités dans leur capacité à décrire précisément la rugosité.

En effet, l'étendue k correspond à une différence entre l'altitude la plus élevée et la moins élevée d'un profil. L'indicateur k ne décrit donc pas la rugosité de la réplique, mais plutôt son allure générale. On peut facilement imaginer des profils dont la valeur d'étendue serait identique tout en ayant une rugosité très différente. L'indicateur A_i correspond lui à une moyenne des pentes des aspérités du profil. Or, sous de faibles contraintes normales, Grasselli et Egger (2003) expliquent que seules les aspérités dont les pentes s'opposent au cisaillement vont régir le comportement au cisaillement du joint.

Les deux indicateurs k et A_i n'ont donc pas été utilisés pour relier la rugosité d'une réplique de joint à son enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb. De la même façon, sachant que le JRC des répliques n'est donné dans cette étude seulement qu'à titre indicatif et que l'estimation de ce dernier découle d'autres indicateurs, celui-ci n'est également pas utilisé. Seul le paramètre Z_2^+ est donc conservé pour la suite de l'étude numérique.

Le modèle mécanique de Mohr-Coulomb distingue les phases de pic et résiduelle lors du cisaillement. Deux enveloppes de rupture sont donc nécessaires pour décrire efficacement le comportement au cisaillement d'un joint : une au pic de cisaillement et l'autre lors de la phase résiduelle. Au pic de cisaillement, les valeurs d'angle de frottement et de cohésion apparente des joints sont obtenues avec les résultats des essais menés sur l'intervalle de contrainte normale 100 kPa à 600 kPa. Cependant, lors de la phase résiduelle du cisaillement, la cohésion apparente disparaît ou est très fortement réduite du fait de la perte d'emboîtement entre les épontes. Au vu des résultats et par sécurité, on a considéré que seul un angle de frottement est mobilisable au résiduel ($C_{App\ Rési} = 0$).

Les valeurs retenues pour le tracé des enveloppes de rupture du modèle mécanique de Mohr-Coulomb ($C_{App\ Pic}$; ϕ_{Pic} ; $\phi_{Rési}$) sont résumées dans le Tableau 7.1. Ces valeurs peuvent être liées à la rugosité du joint (Z_2^+) à l'aide d'équations empiriques linéaires (partie 7.1.1.1), puissances (partie 7.1.1.2) ou exponentielles (partie 7.1.1.3) :

$$P = a \cdot x + b \quad (7.1)$$

$$P = a \cdot x^b + c \quad (7.2)$$

$$P = a \cdot e^{b \cdot x} + c \quad (7.3)$$

Où :

- a , b et c sont des coefficients empiriques ;
- P est un des paramètres de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb ($C_{App\ Pic}$; ϕ_{Pic} ; $C_{App\ Rési}$; $\phi_{Rési}$) ;
- x correspond à la rugosité du joint, soit l'indicateur Z_2^+ ici.

Tableau 7.1. – Valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement utilisées pour développer un modèle mécanique de Mohr-Coulomb

Joint	Z_2^+	$C_{App\ Pic}$ (kPa)	ϕ_{Pic} (°)	$C_{App\ Rési}$ (kPa)	$\phi_{Rési}$ (°)
Lisse	0	0	26	0	26
J1	0,2517	95	54	0	41
J2	0,3183	140	59	0	49
J3	0,4135	202	63	0	55
J4	0,5670	326	70	0	58

7.1.1.1. Lois linéaires

Pour la cohésion apparente au pic de cisaillement, l'Équation 7.1 devient :

$$C_{App\ Pic} = a \cdot Z_2^+ + b \quad (7.4)$$

Ici, a et b ont la dimension d'une contrainte (kPa). D'après le Tableau 7.1, $C_{App\ Pic}$ est nulle pour une surface lisse ($Z_2^+ = 0$). Par la méthode des moindres carrés, on trouve $a = 568,4$ et $b = -23,7$ et un coefficient $R^2 = 0,96$. Ainsi, on peut écrire :

$$C_{App\ Pic} = 568,4 \cdot Z_2^+ - 23,7 \quad (R^2 = 0,94) \quad (7.5)$$

Pour l'angle de frottement au pic de cisaillement, le même raisonnement est utilisé sauf que les coefficients a et b ont une dimension d'angle. Pour un joint lisse, nous avons trouvé que l'angle de frottement est de 26° . Par la méthode des moindres carrés :

$$\phi_{Pic} = (78,1 \cdot Z_2^+) + 30,2 \quad (R^2 = 0,94) \quad (7.6)$$

De la même façon enfin, pour estimer l'angle de frottement obtenu lors de la phase résiduelle :

$$\phi_{Resi} = (59,7 \cdot Z_2^+) + 27,3 \quad (R^2 = 0,95) \quad (7.7)$$

7.1.1.2. Lois puissances

Le même travail de réflexion peut-être effectué pour des lois de type puissance. Pour la cohésion apparente au pic et par la méthode des moindres carrés l'Équation 7.2 devient alors (a , b et c ont la dimension d'une contrainte) :

$$C_{App\ Pic} = 761 \cdot (Z_2^+)^{1,5} - 0,1 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.8)$$

Les angles de frottement obtenus lors du pic de cisaillement et de la phase résiduelle peuvent être également estimés de la même manière. Les paramètres a , b et c ont la dimension d'un angle. a , b et c sont obtenus à l'aide de la méthode des moindres carrés :

$$\phi_{Pic} = (59,8 \cdot (Z_2^+)^{0,54}) + 26,0 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.9)$$

$$\phi_{Resi} = (52,3 \cdot (Z_2^+)^{0,77}) + 25,8 \quad (R^2 = 0,97) \quad (7.10)$$

7.1.1.3. Lois exponentielles

De la même manière, en utilisant des lois types exponentielles, nous pouvons proposer des équations empiriques reliant la cohésion apparente et les angles de frottement à la rugosité du joint :

$$C_{App\ Pic} = (156,2 \cdot e^{2 \cdot Z_2^+}) - 157,5 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.11)$$

$$\phi_{Pic} = (34\,055 \cdot e^{0,003 \cdot Z_2^+}) - 34\,032 \quad (R^2 = 0,88) \quad (7.12)$$

$$\phi_{Resi} = (10\,811 \cdot e^{0,006 \cdot Z_2^+}) - 10\,785 \quad (R^2 = 0,95) \quad (7.13)$$

7.1.1.4. Choix du type de lois

Le choix du type de loi qui est le plus approprié pour relier la rugosité d'un joint à ses paramètres de Mohr-Coulomb s'effectue notamment en comparant les valeurs de R^2 associées aux relations empiriques. Les R^2 les plus élevés sont obtenus avec les lois puissances : 0,99, 0,99 et 0,95 respectivement pour les équations reliant la rugosité à : la cohésion apparente, l'angle de frottement au pic et l'angle de frottement résiduel. Si les lois linéaires offrent également des R^2 élevés, les lois exponentielles peuvent être laissées de côté du fait de leurs faibles performances en ce qui concerne l'estimation de l'angle de frottement au pic et de l'allure des équations (R^2 de 0,88).

Aussi, en introduisant les valeurs expérimentales de Z_2^+ des joints dans les lois empiriques suggérées (Équations 7.5 à 7.13) nous pouvons obtenir des valeurs théoriques

pour $C_{App\ Pic}$, ϕ_{Pic} et $\phi_{Rési}$. La comparaison visuelle des valeurs estimées et expérimentales de cohésion apparente au pic et d'angles de frottement (Figures 7.1, 7.2 et 7.3) pour les joints dont la rugosité est connue permet également d'apprécier les bonnes performances des lois empiriques développées. Ici encore, les lois puissances semblent les plus à même de relier les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb à la rugosité d'un joint.

Ainsi, les lois puissances (Équations 7.8, 7.9 et 7.10) sont conservées pour la suite de l'étude numérique. Ces dernières sont valables pour les intervalles suivants : 0 à 0,5670 pour Z_2^+ et 100 kPa à 600 kPa de contrainte normale.

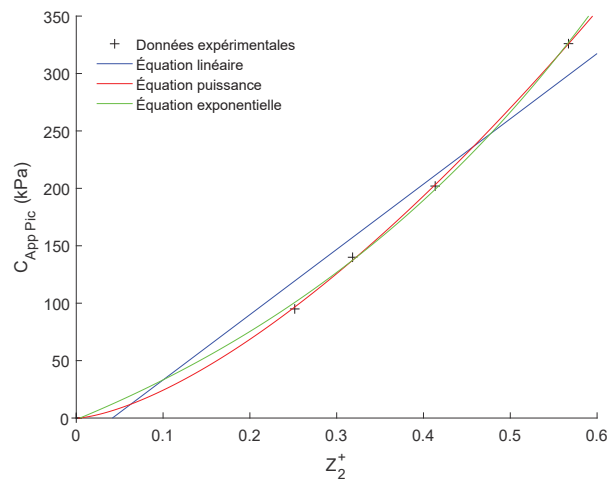


Figure 7.1. – Comparaison entre les valeurs de cohésion apparente expérimentales et issues des lois numériques développées

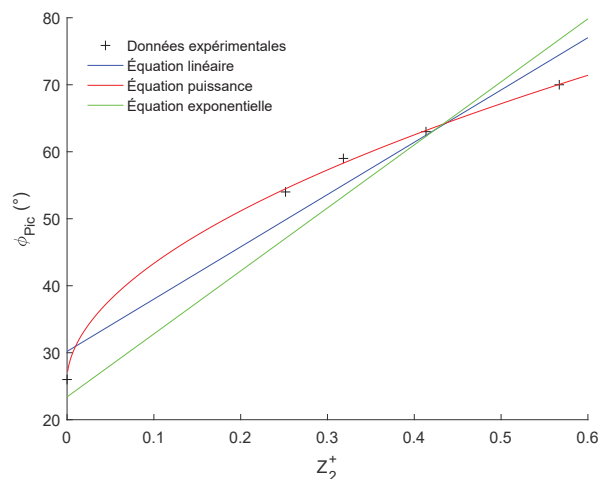


Figure 7.2. – Comparaison entre les valeurs d'angle de frottement de pic expérimentaux et issues des lois numériques développées

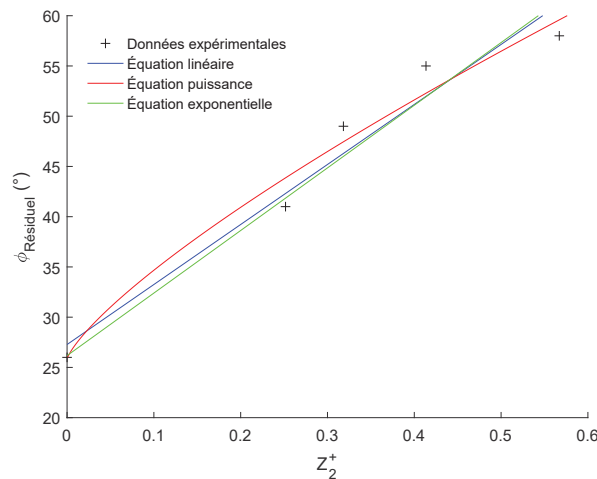


Figure 7.3. – Comparaison entre les valeurs d'angle de frottement résiduel expérimentaux et issues des lois numériques développées

7.1.2. Lien entre l'angle de dilatance dN et la rugosité du joint

Pour avoir un modèle mécanique de Mohr-Coulomb complet, décrivant à la fois les contraintes et les déplacements d'un joint lors d'un essai de cisaillement, il faut inclure l'angle de dilatance dans le modèle. Le comportement dilatant du joint dépend à la fois de la contrainte normale appliquée lors de l'essai et de la rugosité du joint, comme observé lors de la partie expérimentale.

Le modèle de Mohr-Coulomb prend de lui-même en compte l'effet de la contrainte normale sur le comportement en dilatance du joint, comme décrit dans la partie 6.1 : plus σ_N augmente, plus τ_{Pic} augmente, plus le déplacement au pic est donc élevé et plus le déplacement normal du joint est réduit.

Par conséquent, il suffit d'inclure dans le modèle mécanique de Mohr-Coulomb l'effet de la rugosité du joint. Expérimentalement, nous avons observé qu'un joint rugueux a tendance à avoir un déplacement normal plus important qu'un joint lisse : les valeurs moyennes des angles de dilatance obtenues pour chacun des joints étudiés sont présentées dans le Tableau 7.2. Nous pouvons alors essayer de trouver des relations mathématiques liant l'indicateur de rugosité Z_2^+ à l'angle de dilatance d'un joint.

Tableau 7.2. – Valeurs moyennes des angles de dilatance obtenus lors de l'étude expérimentale

Joint	dN (°)
J1	15,2
J2	20,5
J3	23,7
J4	27,1

À l'image de ce qui a été fait précédemment, la loi empirique reliant la dilatance à la rugosité peut-être soit linéaire, puissance ou exponentielle. Sachant qu'un joint lisse n'exprime pas de dilatance (l'absence d'aspérités implique qu'il n'y a pas de chevauchement des épontes et donc pas de déplacement normal possible), le terme d'ordonnée à l'origine est nul. En appliquant la méthode des moindres carrés aux autres coefficients, nous trouvons :

$$dN = 49,3 \cdot Z_2^+ + 2 \quad (R^2 = 0,95) \quad (7.14)$$

$$dN = 39,8 \cdot (Z_2^+)^{0,63} - 0,1 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.15)$$

$$dN = 10\,993 \cdot e^{0,002 \cdot Z_2^+} - 19\,992 \quad (R^2 = 0,74) \quad (7.16)$$

La Figure 7.4 illustre les réponses des trois types de lois ainsi que les résultats expérimentaux. Visuellement, nous pouvons observer que la loi puissance semble encore, la plus adaptée pour pouvoir estimer l'angle de dilatance d'un joint en fonction de sa rugosité. Cela se confirme également par les valeurs de R^2 obtenues lors de l'écriture des lois : la valeur de R^2 la plus élevée a été trouvée pour la loi de type puissance (0,99). Les lois empiriques proposées sont valables pour les intervalles suivants : 0 à 0,5670 pour Z_2^+ et 100 kPa à 600 kPa de contrainte normale.

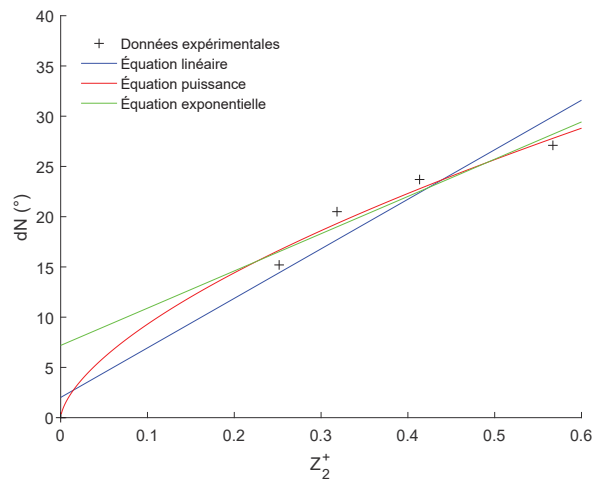


Figure 7.4. – Comparaison entre les valeurs d'angle de dilatance expérimentaux et issues des lois numériques développées

7.1.3. Lien entre les raideurs K_n et K_s et la rugosité du joint

Les deux paramètres manquants au modèle de Mohr-Coulomb sont les raideurs normale K_n et tangentielle K_s .

7.1.3.1. Détermination des raideurs tangentielles expérimentales

La raideur tangentielle des joints s'obtient directement en analysant les courbes de cisaillement obtenues lors des essais et correspond à la pente de l'équation $\tau = f(\Delta_U)$, sur la partie prépic, comme le montre la Figure 7.5. Nous avons choisi d'effectuer le calcul de K_s sur pour des contraintes tangentielles appartenant à un intervalle allant de 25 à 75 % de la résistance de pic au cisaillement. Cela permet d'éviter d'introduire les zones de courbure (début du chargement, approche du pic de cisaillement) et de rester dans la partie linéaire de la courbe pour le calcul de K_s .

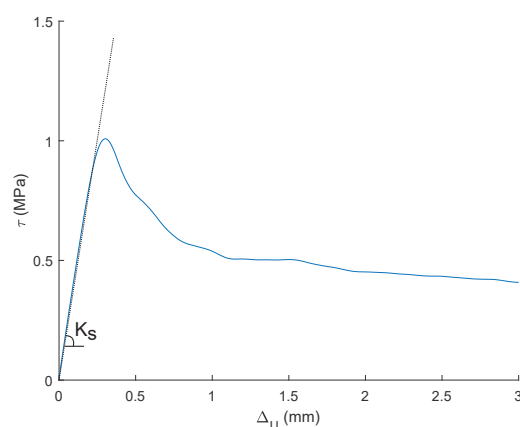


Figure 7.5. – Exemple du calcul de la raideur tangentielle pour J4 sous 200 kPa de contrainte normale

En effectuant ce travail sur l'ensemble des courbes des essais de cisaillement réalisés dans la partie expérimentale, nous sommes alors en mesure de proposer une valeur moyenne de K_S par joint étudié. Le Tableau 7.3 résume ainsi les valeurs de K_S obtenues pour le joint lisse et les joints J1 à J4.

Tableau 7.3. – Valeurs des raideurs tangentielles pour chaque joint issues de l'étude expérimentale

Joint	K_S (GPa m ⁻¹)
Lisse	2,2
J1	2,4
J2	3,2
J3	3,3
J4	4,1

7.1.3.2. Équations reliant K_S à la rugosité du joint

En reliant les valeurs de K_S à la rugosité des joints, la raideur tangentielle d'un joint rocheux peut alors être estimée en fonction de sa rugosité à l'aide d'une loi empirique, qui peut-être linéaire, puissance ou exponentielle :

$$K_S = (3,4 \cdot Z_2^+) + 2,0 \quad (R^2 = 0,87) \quad (7.17)$$

$$K_S = (5,0 \cdot (Z_2^+)^{1,7}) + 2,2 \quad (R^2 = 0,93) \quad (7.18)$$

$$K_S = (0,7 \cdot e^{2,4 \cdot Z_2^+}) + 1,5 \quad (R^2 = 0,92) \quad (7.19)$$

La Figure 7.6 et les valeurs de R^2 obtenues lors de l'écriture des lois permettent de constater que la relation puissance, qui relie la rugosité à la raideur tangentielle d'un joint semble la plus adaptée. Les relations empiriques proposées ici sont valables pour les intervalles suivants : 0 à 0,5670 pour Z_2^+ et 100 kPa à 600 kPa de contrainte normale.

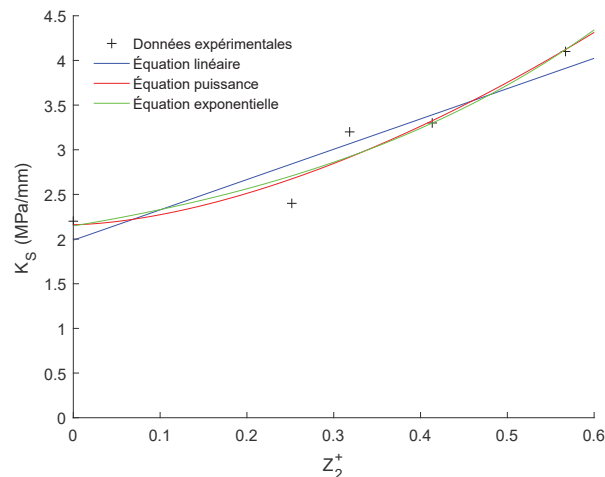


Figure 7.6. – Comparaison entre les valeurs de raideurs tangentielles expérimentales et issues des lois numériques développées

7.1.3.3. Détermination des raideurs normales expérimentales

La détermination de la raideur normale K_n passe par l'interprétation des résultats d'essais de fermeture (partie I). De tels essais ont été conduits sur les mêmes répliques de joints que celles présentées dans la partie expérimentale : les répliques, dans leur état initial, ont été soumises à une contrainte normale de plus en plus importante, jusqu'à atteindre 30 % de la résistance à la compression du matériau avant une décharge progressive. Ce cycle de charge-décharge fut répété 3 fois.

La Figure 7.7 illustre les courbes de fermeture qui ont ainsi été obtenues pour le joint lisse, J1, J2, J3, et J4. L'allure des courbes de fermeture ($\sigma_N = f(\Delta_V)$) pour les 4 discontinuités est similaire : le premier cycle de charge tend à fermer la discontinuité, tandis que les cycles suivants parcourent le même chemin. Pour J1, nous trouvons une fermeture maximale de 0,54 mm sous 18 MPa contre 0,43 mm, 0,53 mm et 0,48 mm pour J2, J3 et J4 respectivement. Pour le joint lisse, la valeur de fermeture maximale est de 0,47 mm. La valeur de fermeture finale des joints est également différente : 0,17 mm, 0,08 mm, 0,15 mm, 0,11 mm et 0,09 mm pour J1, J2, J3, J4 et le joint lisse. À l'aide de la Figure 7.7, nous sommes également en mesure de déterminer la raideur normale des discontinuités. Malgré les différents comportements observés, le calcul des pentes pour les derniers cycles de charge-décharge, comme cela est illustré dans la Figure 7.7, propose des valeurs très proches : 68,5 GPa m⁻¹ pour le joint lisse, 73,8 GPa m⁻¹ pour

J1, $74,4 \text{ GPa m}^{-1}$ pour J2, $78,4 \text{ GPa m}^{-1}$ pour J3 et enfin $80,0 \text{ GPa m}^{-1}$ pour J4. Si ces résultats sont mis en perspective avec la rugosité de discontinuités, il semblerait qu'un joint rugueux a tendance à avoir une raideur normale plus élevée qu'un joint lisse.

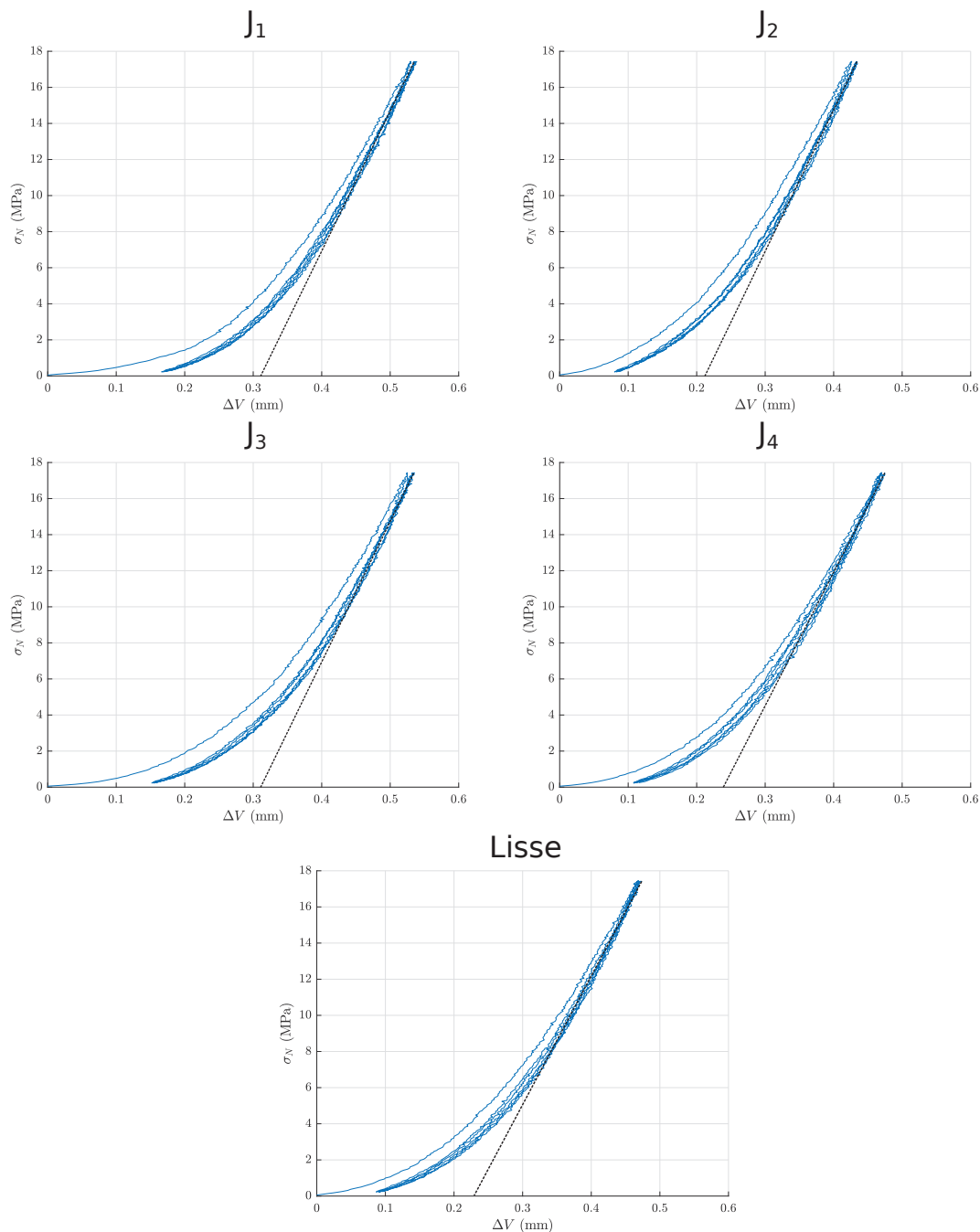


Figure 7.7. – Résultats des essais de fermeture réalisés sur J1, J2, J3 et J4

7.1.3.4. Équations reliant K_n à la rugosité du joint

À nouveau, nous pouvons relier la rugosité du joint à sa raideur normale à l'aide de trois types de lois (linéaire, puissance et exponentielle) :

$$K_N = (21,1 \cdot Z_2^+) + 68,5 \quad (R^2 = 0,97) \quad (7.20)$$

$$K_N = (20,9 \cdot (Z_2^+)^{0,98}) + 68,5 \quad (R^2 = 0,97) \quad (7.21)$$

$$K_N = (863,7 \cdot e^{0,02 \cdot Z_2^+}) - 795,3 \quad (R^2 = 0,94) \quad (7.22)$$

En comparant les R^2 obtenus lors de l'écriture des lois et en analysant la Figure 7.8, il semble que pour relier la raideur normale du joint à sa rugosité, le type de relation importe peu. Par souci de continuité avec les observations précédentes, nous conserverons la relation puissance. Les relations empiriques proposées ici sont valables pour les intervalles suivants : 0 à 0,5670 pour Z_2^+ et 100 kPa à 600 kPa de contrainte normale.

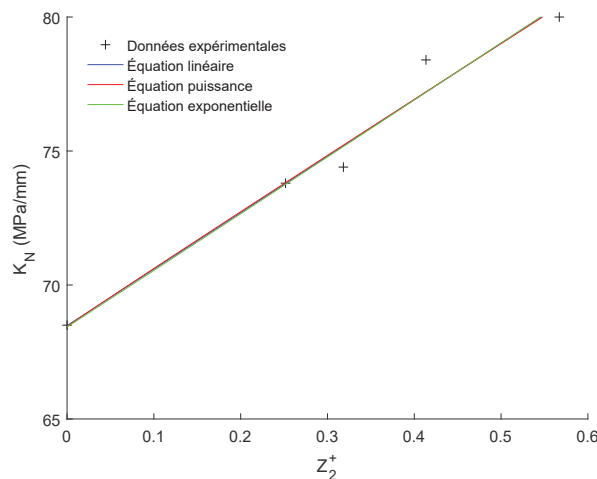


Figure 7.8. – Comparaison entre les valeurs de raideurs normales expérimentales et issues des lois numériques développées

7.1.4. Modélisation numérique des essais expérimentaux

Nous avons pu, à l'aide des essais de cisaillement et de fermeture, relier la rugosité d'une discontinuité à un jeu de paramètres de Mohr-Coulomb (Équations 7.8, 7.9, 7.10, 7.15, 7.18 et 7.21). Nous pouvons donc, en utilisant le modèle mécanique de Mohr-Coulomb développé, simuler numériquement les essais de cisaillement entrepris lors de la partie expérimentale.

Il est cependant important de préciser que l'usage de ces équations suppose l'acceptation du modèle de Mohr-Coulomb comme décrivant le comportement d'une discontinuité rocheuse soumise à de faibles contraintes normales. Les équations présentées sont valides pour :

- un intervalle de faibles contraintes normales, restreint : $\sigma_N \in [100 ; 600]$ kPa ;
- une discontinuité dont la rugosité a été décrite à l'aide de l'indicateur Z_2^+ et dont la valeur est bornée : $Z_2^+ \in [0 ; 0.5670]$.

Ainsi, les Figures 7.9, 7.10, 7.11 et 7.12 illustrent le comportement au cisaillement des joints J1, J2, J3 et J4 selon le modèle de Mohr-Coulomb développé (traits pleins) et les résultats des essais expérimentaux (traits pointillés). Il faut préciser que les simulations numériques ont été conduites dans les mêmes conditions de rugosité et de contrainte normale que les essais expérimentaux.

Nous pouvons observer que, malgré son aspect bilinéaire, le modèle de Mohr-Coulomb parvient à décrire efficacement le comportement au cisaillement d'une discontinuité. Cela est tout particulièrement vrai durant la phase de pic et dans une moindre mesure pour la phase résiduelle (fin d'essai).

Le Tableau 7.4 résume les valeurs enregistrées des contraintes de cisaillement au pic et au résiduel. Pour la phase de pic, les résultats obtenus à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb et des lois développées sont très proches des valeurs enregistrées expérimentalement (généralement l'écart est de moins de 10 %). Pour la phase résiduelle, les écarts sont plus importants, mais peuvent s'en doute s'expliquer par les nombreux soubresauts présents sur les courbes expérimentales.

En revanche, comme le montrent les Figures 7.9, 7.10, 7.11 et 7.12, le comportement post-pic du joint observé expérimentalement n'est vraiment décrit par le modèle de Mohr-Coulomb. En effet, le relâchement de la contrainte tangentielle sur le joint est immédiat avec Mohr-Coulomb alors que les essais expérimentaux montrent une diminution progressive de la contrainte tangentielle jusqu'à une valeur résiduelle lors de l'étude expérimentale.

Le comportement dilatant des joints est également décrit avec le modèle de Mohr-Coulomb. La dilatace du joint débute dès lors que la contrainte de cisaillement atteint sa valeur de pic. Expérimentalement, nous avons pu observer : i) que la dilatace d'une discontinuité diminue avec l'augmentation de contrainte normale et ii) que plus une discontinuité est rugueuse et plus la dilatace tend à augmenter. Les Figures 7.9, 7.10, 7.11 et 7.12 montrent que le modèle de Mohr-Coulomb et les lois constitutives type puissances développées permettent d'approcher de manière satisfaisante le comportement en dilatace d'une discontinuité.

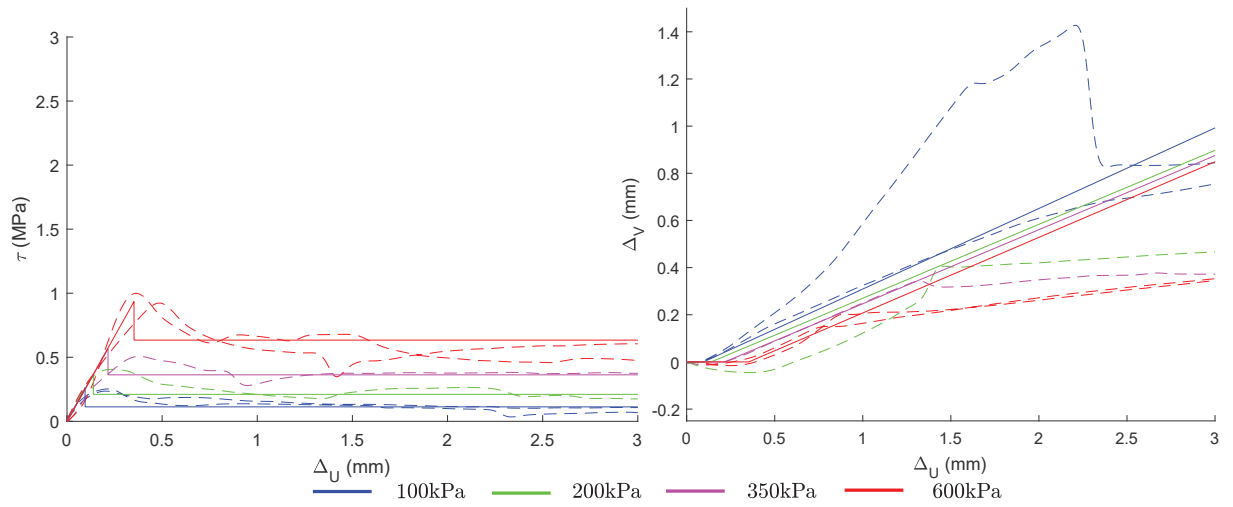


Figure 7.9. – Comportement de J1 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental.

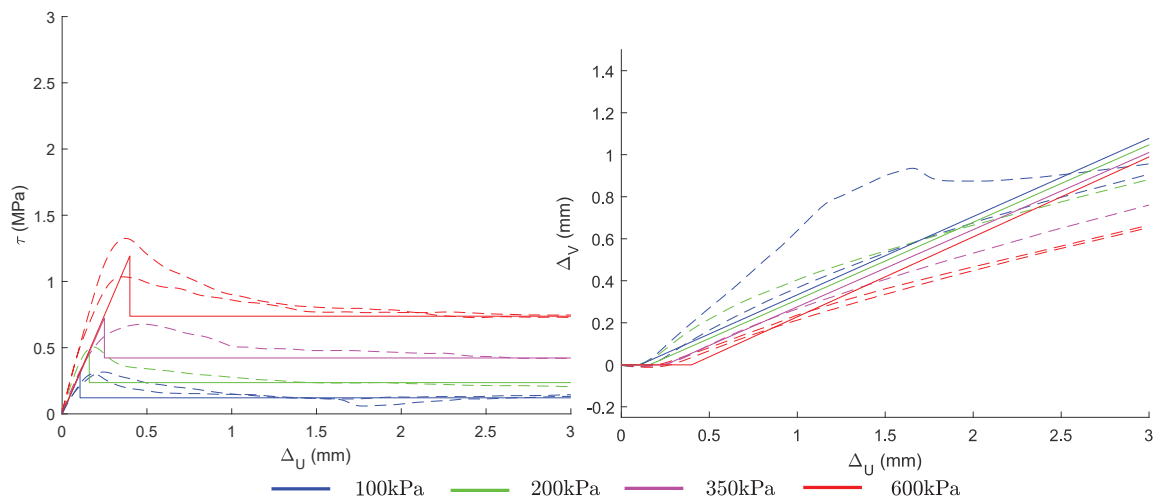


Figure 7.10. – Comportement de J2 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental.

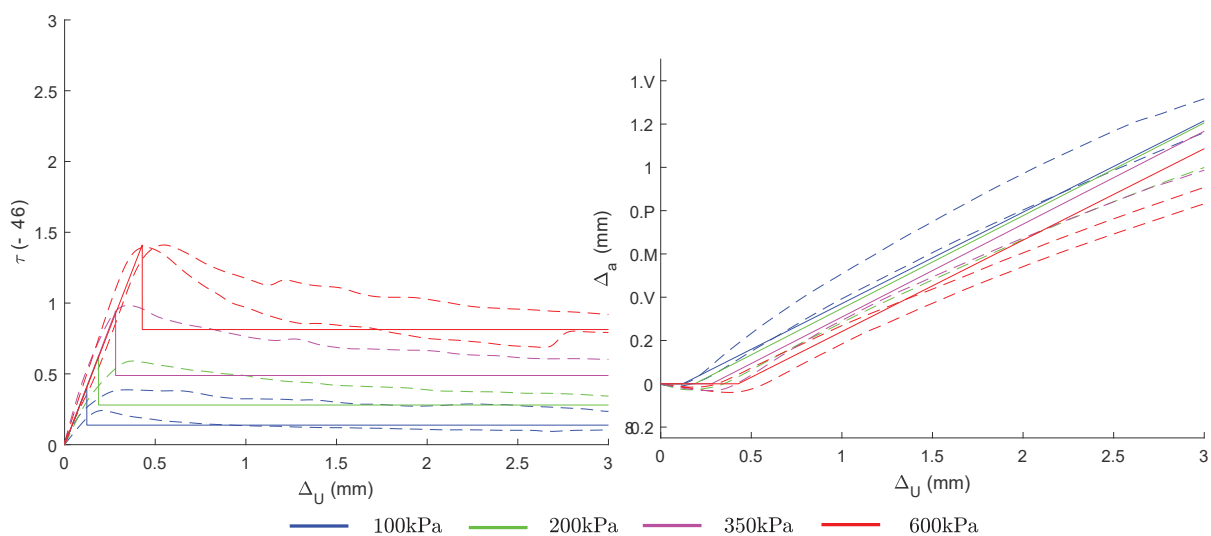


Figure 7.11. – Comportement de J3 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental.

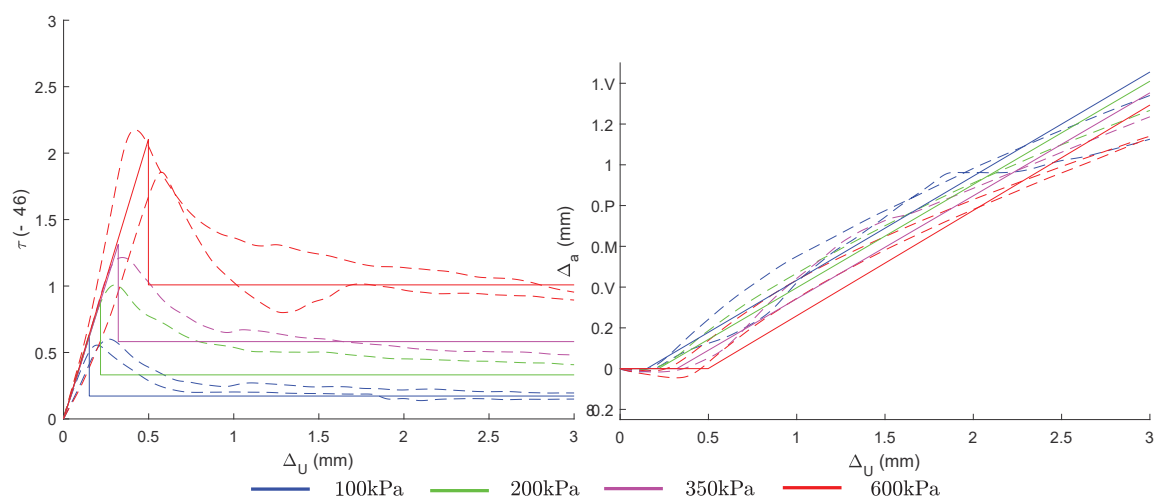


Figure 7.12. – Comportement de J4 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et ii) en traits pointillés l'expérimental.

Tableau 7.4. – Valeurs des contraintes tangentielles de pic et résiduelles selon le modèle mécanique numérique de Mohr-Coulomb et enregistrées expérimentalement.

Joint	σ_N (kPa)	τ_{Pic} (MPa)			$\tau_{Résiduel}$ (MPa)		
		Exp	M-C	\neq (%)	Exp	M-C	\neq (%)
J1	100	0,26	0,26	< 1	0,07	0,13	46
	200	0,41	0,36	11	0,20	0,21	5
	350	0,52	0,57	9	0,38	0,36	5
	600	0,94	0,94	< 1	0,59	0,63	6
J2	100	0,31	0,31	< 1	0,11	0,12	5
	200	0,52	0,47	10	0,22	0,24	8
	350	0,60	0,72	17	0,43	0,42	2
	600	1,34	1,19	11	0,73	0,74	1
J3	100	0,39	0,40	3	0,22	0,14	36
	200	0,60	0,63	4	0,37	0,28	24
	350	1,00	0,94	6	0,61	0,49	20
	600	1,42	1,41	< 1	0,90	0,81	11
J4	100	0,61	0,63	3	0,21	0,17	19
	200	1,02	0,89	13	0,43	0,33	23
	350	1,22	1,31	7	0,51	0,58	12
	600	1,93	2,10	8	0,94	1,00	6

7.2. Le modèle Continuous-Yielding

7.2.1. Calibration

L'autre modèle mécanique retenu pour décrire le cisaillement d'un joint est le modèle Continuous-Yielding. Ce modèle, qui permet de simuler l'endommagement progressif des joints lors du cisaillement en proposant notamment un comportement post-pic, nécessite les paramètres suivants pour fonctionner : les raideurs normales K_n et tangentielles K_s , l'angle de frottement initial ϕ_m^i , l'angle de frottement résiduel ϕ_r et enfin le paramètre de rugosité R . La calibration des valeurs de ces paramètres s'effectue par itérations :

1. un essai de cisaillement expérimental est réalisé, qui servira de base à la calibration du modèle numérique.
2. Une modélisation numérique d'un essai de cisaillement, dans les mêmes conditions de contrainte normale que l'essai expérimental, mais avec des valeurs arbitraires pour les paramètres du modèle C-Y est menée.
3. si les résultats numériques ne sont pas concordants avec l'expérimental, les valeurs des paramètres du modèle C-Y sont ajustées et les essais numériques relancés.
4. quand la similarité est suffisante, le modèle C-Y est supposé calibré.

Pour ce travail de calibration, nous avons choisi arbitrairement d'utiliser les essais expérimentaux conduits sous 200 kPa de contrainte normale. Les résultats des autres essais expérimentaux (100, 350 et 600 kPa) servant à l'étape de validation du modèle C-Y, intervenant plus tard.

La Figure 7.13 montre la calibration du modèle mécanique C-Y, par l'approche dichotomique évoquée. Comme nous l'avons dit, les résultats des essais de cisaillement menés sur les quatre joints et sous 200 kPa de contrainte normale ont été utilisés. Les valeurs retenues suites aux différentes itérations pour les paramètres ϕ_m^i , ϕ_r et R sont résumées dans le Tableau 7.5.

En effectuant le même travail que pour le modèle mécanique de Mohr-Coulomb, nous relierons les paramètres d'entrée du modèle C-Y à l'indicateur de rugosité Z_2^+ du joint. Précisons que la même démarche que pour le modèle de M-C a été adoptée : développement de différents types de lois et utilisation de la méthode des moindres carrés.

Par souci de concision, seules les équations des lois puissances (dont les R^2 sont les plus élevés) sont présentées ici. Nous pouvons cependant observer sur les Figures 7.14, 7.15 et 7.16, illustrant respectivement les données issues du travail de calibration ainsi que les valeurs estimées à l'aide des lois développées que ϕ_m^i , ϕ_r et R peuvent effectivement être reliés avec pertinence à la rugosité du joint à l'aide de lois puissances, dont les équations sont les suivantes :

$$\phi_m^i = 67,1 \cdot (Z_2^+)^{0,35} + 26 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.23)$$

$$\phi_r = 27,1 \cdot (Z_2^+)^{0,4} + 26,0 \quad (R^2 = 0,98) \quad (7.24)$$

$$R = 3,5 \cdot (Z_2^+)^{0,71} - 3,5 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.25)$$

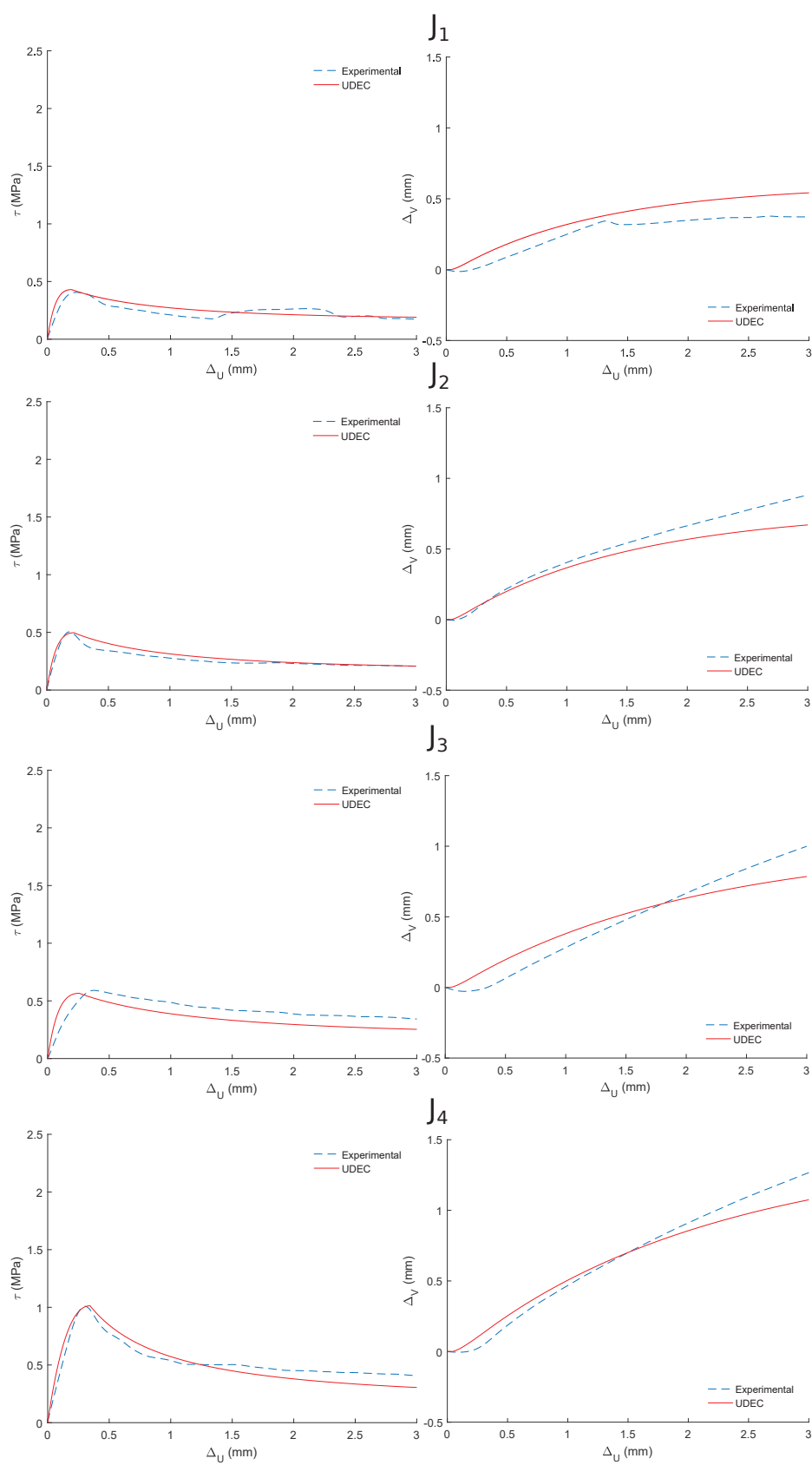


Figure 7.13. – Calibration du modèle C-Y

Tableau 7.5. – Valeurs retenues pour chacun des joints pour les paramètres du modèle mécanique C-Y

Joint	ϕ_m^i (°)	ϕ_r (°)	R (mm)
Lisse	26	26	0
J1	68	41	1,25
J2	71	42	1,5
J3	73	45	2,05
J4	82	47	2,25

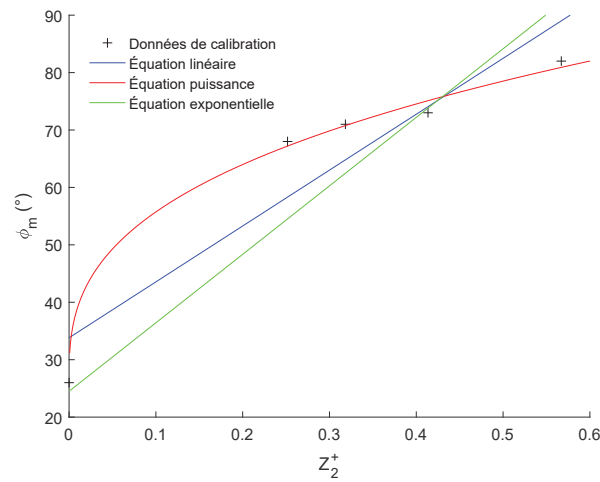


Figure 7.14. – Comparaison entre les valeurs de ϕ_m^i issues de la calibration et des lois numériques développées

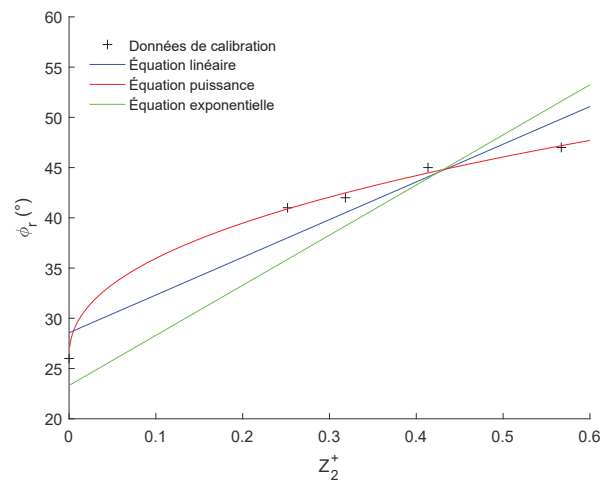


Figure 7.15. – Comparaison entre les valeurs de ϕ issues de la calibration et des lois numériques développées

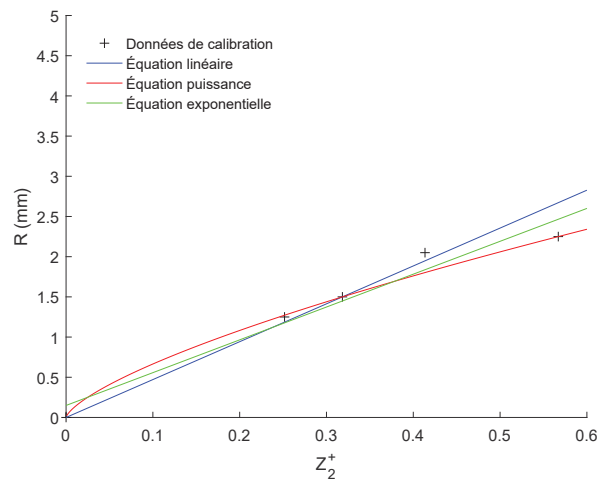


Figure 7.16. – Comparaison entre les valeurs de R issues de la calibration et des lois numériques développées

7.2.2. Validation

Si le travail de calibration du modèle mécanique est bien effectué, le modèle développé doit être capable de reproduire le comportement au cisaillement observé d'un joint rocheux. La validation du travail de calibration s'effectue à l'aide d'une comparaison entre les prédictions du modèle mécanique qui a été développé et les résultats expérimentaux précédemment obtenus. Le travail de validation s'effectue à l'aide des résultats des essais de cisaillement conduits sous 100, 350 et 600 kPa

Pour rappel, le travail de calibration a été effectué à l'aide des résultats expérimentaux sous 200 kPa pour les quatre joints de rugosités différentes. Des lois de type puissance ont alors été développées afin de relier les paramètres du modèle C-Y à la rugosité d'une discontinuité. Nous pouvons alors comparer les résultats proposés par le modèle C-Y et ceux observés expérimentalement en changeant la contrainte normale d'essai (100, 350 et 600 kPa) et en ajustant la rugosité des joints pour coller aux conditions expérimentales.

Ainsi, les Figures 7.17, 7.18, 7.19 et 7.20 illustrent le comportement au cisaillement d'un joint rugueux d'après le modèle Continuous-Yielding. Nous pouvons voir que le modèle C-Y propose effectivement une diminution progressive de la contrainte tangentielle une fois le pic de résistance au cisaillement atteint. Cependant, les valeurs des contraintes de cisaillement de pic et résiduelles obtenues avec le modèle C-Y sont généralement plus élevées que les contraintes de cisaillement expérimentales. Dès lors, des écarts importants entre les prédictions du modèle C-Y développé et l'expérimental sont observés (Tableau 7.6).

De plus, contrairement au modèle de M-C où la dilatance est un paramètre d'entrée,

le modèle de C-Y définit le comportement dilatant du joint via l'angle de frottement résiduel ϕ (voir partie 6.2). Comme le montre le Tableau 7.6, cette considération peut conduire à des différences importantes entre les angles de dilataance expérimentaux et prédits via le modèle C-Y.

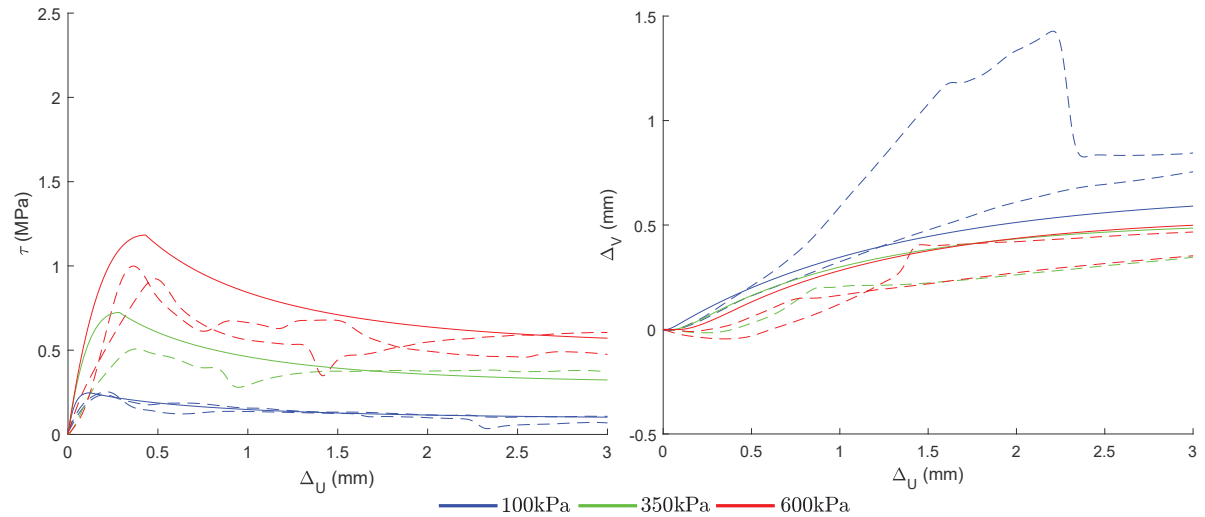


Figure 7.17. – Comportement de J1 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.

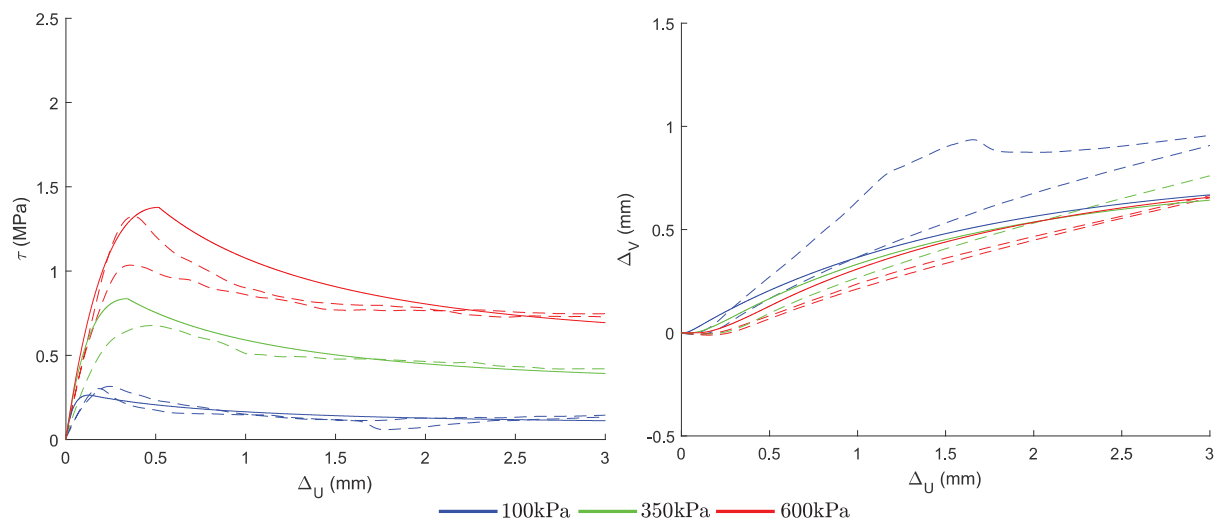


Figure 7.18. – Comportement de J2 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.

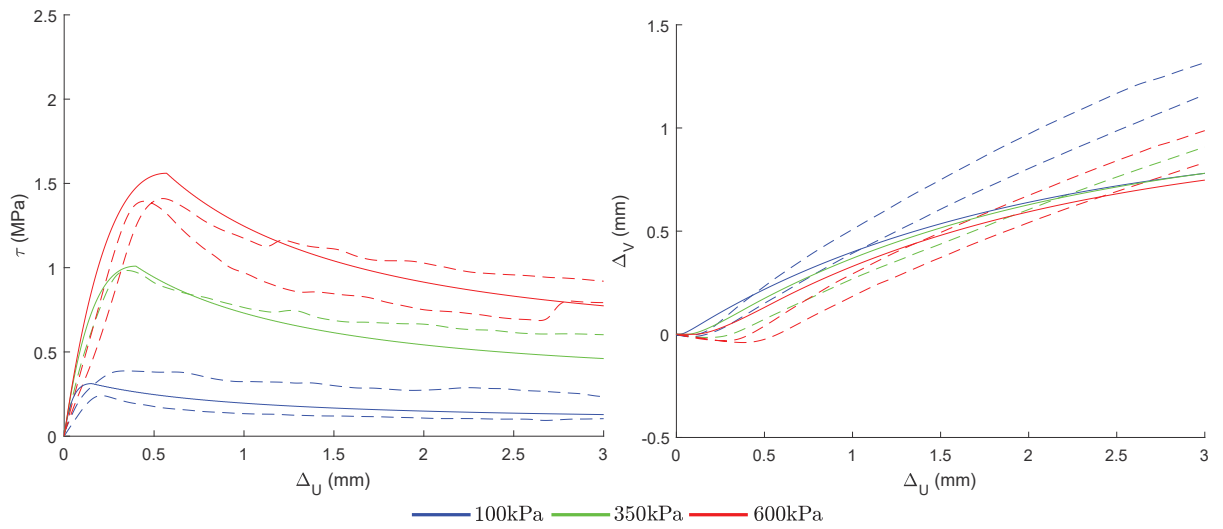


Figure 7.19. – Comportement de J3 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.

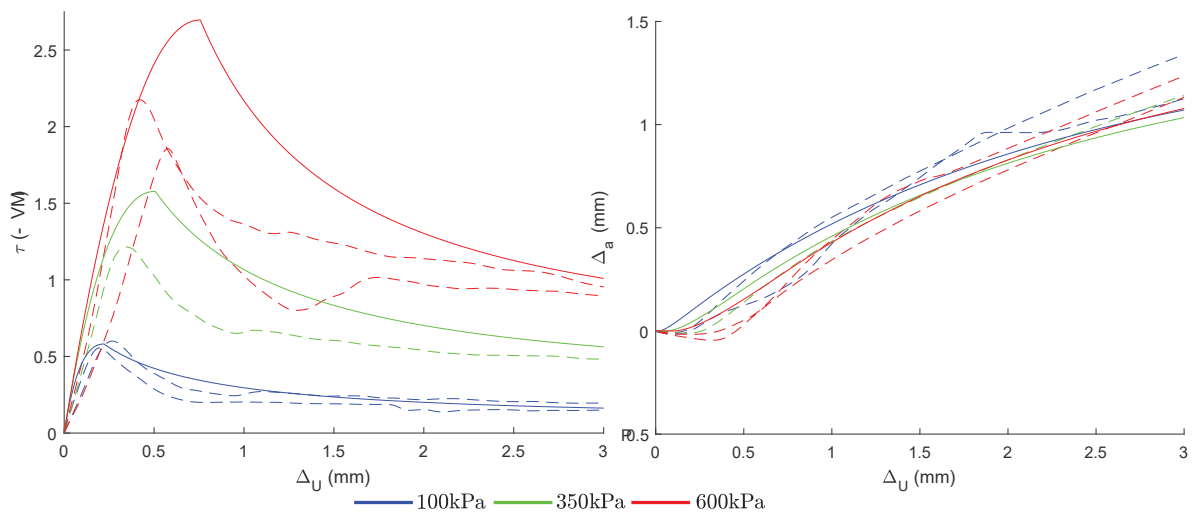


Figure 7.20. – Comportement de J4 selon : i) en traits pleins le modèle mécanique Continuous-Yielding et ii) en traits pointillés l'expérimental.

Tableau 7.6. – Valeurs des résistances au cisaillement de pic et résiduelle, angle de dilataance obtenues avec les essais numériques C-Y et écart avec l'expérimental

Joint	σ_N (MPa)	τ_{Pic} (MPa)	\neq (%)	$\tau_{Résiduel}$ (MPa)	\neq (%)	dN (°)	\neq (%)
J1	0,1	0,25	4	0,10	30	22,2	6
	0,35	0,72	28	0,32	16	19,3	45
	0,6	1,18	20	0,57	3	18,3	41
J2	0,1	0,27	13	0,11	<1	22,8	25
	0,35	0,83	28	0,39	9	20,9	23
	0,6	1,38	3	0,70	4	20,0	1
J3	0,1	0,31	21	0,13	41	24,3	11
	0,35	1,00	<1	0,46	25	22,8	9
	0,6	1,56	9	0,77	14	21,4	13
J4	0,1	0,58	5	0,16	24	29,7	13
	0,35	1,57	22	0,57	11	27,4	7
	0,6	2,70	29	1,01	7	27,3	3

7.3. Synthèse

L'objectif de ce chapitre était de produire numériquement des essais de cisaillement sur des discontinuités rocheuses dont la rugosité varie. Deux modèles mécaniques visant à décrire le comportement d'un joint au cisaillement ont été utilisés : le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle Continuous-Yielding.

Le développement du modèle mécanique de Mohr-Coulomb repose sur l'hypothèse de linéarité entre contraintes tangentielles et contraintes normales. À la suite des essais de cisaillement expérimentaux et des linéarisations de Mohr-Coulomb, nous observons des valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement, qui décrivent les enveloppes de rupture au pic et au résiduel de chacun des joints étudiés. De plus, les essais expérimentaux (de fermeture et de cisaillement) permettent également de déterminer la raideur normale, tangentielle et l'angle de dilataance des joints étudiés. En corrélant la rugosité des joints (avec Z_2^+) et les paramètres du modèle mécanique de Mohr-Coulomb, des lois empiriques de type puissance sont développées et, ces lois, dans les conditions spécifiées de rugosité et de faibles contraintes normales, permettent de relier à la rugosité du joint à :

- la cohésion apparente ;
- l'angle de frottement lors des phases de pic et résiduelle ;
- les raideurs normale et tangentielle ;
- la dilataance.

Pour le modèle Continuous-Yielding, la calibration repose sur une approche dichotomique. Les paramètres d'entrée du modèle C-Y sont ajustés afin d'approcher le comportement observé d'un joint lors d'un essai de cisaillement expérimental conduit sous 200 kPa de contrainte normale. Cela permet également de développer de nouvelles lois qui relient les paramètres d'entrée du modèle C-Y (principalement ϕ_m^i , ϕ_r et R) à la rugosité des joints.

Des essais numériques de cisaillement, dans les mêmes conditions de rugosité et de faibles contraintes normales que les essais expérimentaux, sont ensuite entrepris dans le logiciel UDEC à l'aide des modèles de M-C et C-Y. En comparant la réponse des modèles mécaniques utilisés ici (Mohr-Coulomb et Continuous-Yielding) avec les résultats expérimentaux, nous observons que :

- le modèle de Mohr-Coulomb, basé sur les lois empiriques type puissance développées permet d'approcher avec justesse les contraintes tangentielles au pic et résiduelles d'un joint rocheux rugueux soumis au cisaillement ;
- l'estimation, à l'aide du modèle Continuous-Yielding, de la valeur des contraintes tangentielles au pic et résiduelle semble moins précise : les écarts entre le modèle C-Y et l'expérimental ont semblé plus significatifs qu'entre le modèle M-C et l'expérimental.

Aux vues des résultats, il semble donc que, pour une gamme de contraintes normales faibles, l'approche de Mohr-Coulomb soit pertinente. De bonnes corrélations sont ainsi observées entre les essais numériques entrepris avec le modèle de M-C et les essais expérimentaux. Cela suggère que les lois développées semblent être en mesure de modéliser numériquement le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses soumises à de faibles contraintes normales.

Cependant, l'extrapolation des résultats du laboratoire à l'échelle de l'ouvrage peut être problématique. En pratique, les ingénieurs ont alors tendance à être très prudents dans le dimensionnement d'une structure type barrage-poids, en diminuant les paramètres de résistances obtenus expérimentalement (pratique conservatrice), tels que la cohésion apparente ou l'angle de frottement. Pour le chapitre suivant, nous allons donc évaluer l'effet de telles pratiques sur le comportement d'une structure fictive type barrage-poids, soumise à différents cas de charge.

Chapitre 8.

Évaluation du rôle de la rugosité sur le comportement d'un barrage-poids fictif

Le principal mode de rupture d'un barrage-poids est le cisaillement. Sous la combinaison de différentes actions, des phénomènes de cisaillement peuvent prendre forme à l'interface roc-béton de fondation ou dans les discontinuités du massif rocheux de fondation (roc-roc). Comme nous l'avons vu lors de la partie bibliographique, les recommandations internationales de la profession des barrages considèrent que les discontinuités roc-roc sont non liées. La stabilité au cisaillement de telles structures est alors évaluée à l'aide du critère de Mohr-Coulomb, dont les paramètres "cohésion apparente" et "angle de frottement" sont obtenus en laboratoire. Cependant, dans une démarche sécuritaire, la cohésion apparente est rarement prise en considération dans les calculs de stabilité.

Nous avons observé dans le chapitre précédent que la résistance au cisaillement d'un joint rocheux rugueux, soumis à de faibles contraintes normales, pouvait être estimée avec pertinence par un modèle de Mohr-Coulomb empirique avec prise en compte de la rugosité. Nous souhaitons donc évaluer dans ce chapitre l'influence de la rugosité des joints sur le comportement au cisaillement d'un barrage-poids vis-à-vis de différents cas de charges. Les lois développées à l'échelle du joint lors du chapitre 7 sont donc utilisées afin de relier le facteur d'influence "rugosité" aux paramètres du modèle mécanique de Mohr-Coulomb (C_{App} , ϕ_{Pic} , $\phi_{rés}$, K_n , K_s , dN).

L'application proposée ici est issue d'un barrage réel au Québec, dont les données sont issues de la thèse de Sow (2015). Cet ouvrage et les données géologiques ont été simplifiés pour notre étude. Au final il s'agit donc d'un barrage-poids fictif. Pour modéliser numériquement le barrage-poids et son massif de fondation, nous utilisons un code de calcul 2D MED nous permettant alors d'analyser le comportement de l'ouvrage à l'aide des déplacements globaux ou d'un Facteur de Sécurité au Glissement (FSG).

8.1. Données du modèle numérique

8.1.1. Code de calcul UDEC

Le développement du modèle numérique de l'ouvrage s'est fait à l'aide du logiciel UDEC (Itasca 2019). Développé par la société Itasca, UDEC est un logiciel 2D qui s'appuie sur la méthode des éléments discrets et qui est adapté à la modélisation de massifs rocheux fracturés sous diverses contraintes (Itasca 2019).

Dans UDEC, le massif rocheux est modélisé par un assemblage de blocs, rigides ou non, qui sont séparés par plusieurs "joints" généralement apparentés aux discontinuités qui entrecoupent le massif de fondation d'étude. Le comportement hydromécanique du massif est alors modélisé à l'aide des joints, dont les propriétés mécaniques sont ajustés par l'utilisateur.

Dans notre cas d'étude, nous nous sommes servis du modèle de Mohr-Coulomb développé au chapitre précédent pour modéliser le comportement des joints. Nous avons aussi considéré les blocs comme rigides, et les seuls déplacements possibles lors des calculs numériques sont liés à l'enchevêtrement des blocs.

8.1.2. Données géologiques du massif de fondation

Au Québec, la majorité des barrages sont fondés sur des massifs granitiques, qui sont souvent entrecoupés par des joints. Le massif rocheux d'étude est un massif granitique d'une densité de 2500 kg m^{-3} et entrecoupé par trois familles de discontinuités, une subhorizontale et deux subverticales. Ces trois familles présentent donc des pendages différents, respectivement de 16, 80 et 82°.

Les discontinuités d'une même famille sont espacées selon une loi de distribution uniforme dont les écarts-types et les valeurs moyennes, choisis arbitrairement, sont mentionnés dans le Tableau 8.1.

Nous supposons que les discontinuités présentes dans le massif de fondation ont une longueur très grande devant les dimensions du barrage. Cela permet alors de dire que les discontinuités sont persistantes à l'échelle de notre étude numérique.

Les différentes grandeurs du massif de fondation sont résumées dans le Tableau 8.1.

Tableau 8.1. – Données géologiques des trois familles de discontinuités présentes dans le massif granitique de fondation du barrage

Famille de discontinuité	Pendage (°)	Espacement moyen (m)	Écart-type de l'espacement (m)
1	16	0,95	0,37
2	80	1,52	0,82
3	82	2,33	1,77

8.1.3. Données du barrage-poids

Pour la géométrie du barrage-poids modélisé dans cette partie, nous avons considéré une hauteur de 15 m et une cote d'exploitation de 14 m. La largeur en tête de l'ouvrage est de 3 m et son fruit aval de 0,75. La largeur en pied est arrondie à 14 m.

Nous supposons que le barrage est en béton (densité de 2350 kg m^{-3}) et que sa construction est de qualité : très bon traitement de l'interface roc-béton de fondation et des joints de reprise de bétonnage. De fait, une excellente adhésion peut être considérée sur ces deux types de discontinuités. Les phénomènes de cisaillement pourront donc se produire uniquement au droit des discontinuités roc-roc décrites précédemment.

Enfin, par convenance pour les calculs qui auront lieu ci-dessous, aucun dispositif de drainage n'a été considéré sur cet ouvrage.

La Figure 8.1 propose une vue schématique du barrage-poids modélisé sur son massif rocheux de fondation.

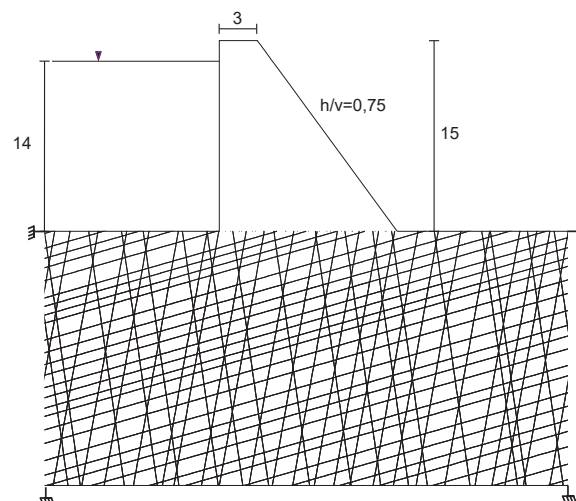


Figure 8.1. – Modélisation 2D du massif rocheux de fondation

8.1.4. Caractérisation des discontinuités du modèle

La caractérisation des propriétés mécaniques des discontinuités du massif de fondation s'effectue à l'aide de leur rugosité et des lois empiriques développées précédemment pour le modèle de Mohr-Coulomb et qui relie la rugosité à : la résistance au cisaillement des discontinuités, leurs raideurs normale et tangentielle et leur dilatance. Pour rappel, ces lois sont les suivantes :

$$K_N = (20,9 \cdot (Z_2^+)^{0,98}) + 68,5 \quad (8.1)$$

$$K_S = (5,0 \cdot (Z_2^+)^{1,7}) + 2,2 \quad (8.2)$$

$$C_{App\ Pic} = 761 \cdot (Z_2^+)^{1,5} - 0,1 \quad (8.3)$$

$$\phi_{Pic} = (59,8 \cdot (Z_2^+)^{0,54}) + 26,0 \quad (8.4)$$

$$\phi_{Resi} = (52,3 \cdot (Z_2^+)^{0,77}) + 25,8 \quad (8.5)$$

$$dN = 39,8 \cdot (Z_2^+)^{0,63} - 0,1 \quad (8.6)$$

Nous faisons l'hypothèse que les trois familles de discontinuités précédemment décrites ont les mêmes propriétés mécaniques (et donc la même rugosité) et nous choisissons d'utiliser ces lois empiriques pour :

- un intervalle de faibles contraintes normales : $\sigma_N \in [100 ; 600]$ kPa ;
- une rugosité décrite par Z_2^+ et dont la valeur est bornée : $Z_2^+ \in [0 ; 0.5670]$.

8.1.5. Hypothèses de modélisation

Pour cette étude, le contact entre le roc et le béton, et les joints de reprises de bétonnage sont supposés de très bonne qualité, le glissement ne pouvant se produire qu'au droit d'une des discontinuités du massif rocheux.

L'analyse de stabilité du modèle numérique au droit des discontinuités roc-roc va donc s'effectuer à l'aide de méthodes MED. Dans le modèle utilisé, les particules ne sont pas sphériques, mais correspondent à des blocs, de taille et formes différentes et qui sont issus du découpage du massif granitique par les trois familles de discontinuités. L'amortissement utilisé est celui de Cundall (0,8) et le pas de temps fixé à 30 μ s.

Les frontières du modèle numérique sont fixées dans toutes les directions, considérées étanches et éloignées à une distance d'au moins 5 fois la hauteur de l'ouvrage pour éviter toute interférence.

Différents cas de charges ont été considérés :

1. Conditions Normales d'Exploitation (CNE) : le barrage est rempli.
2. Conditions Exceptionnelles (CE) : le barrage est rempli et est soumis à une sollicitation sismique.

En condition CNE, le barrage est rempli et soumis uniquement à des actions en lien avec la présence de l'eau en amont de l'ouvrage (poussée de l'eau, sous-pressions). La mise en eau de l'ouvrage se fait de manière directe, par l'augmentation du niveau de la nappe depuis le terrain naturel de fondation vers la cote normale d'exploitation (14 m d'eau en amont, 0 m d'eau en aval). Cela a pour conséquence d'augmenter les pressions interstitielles dans le modèle numérique. La distribution du champ de pression dans le massif de fondation est supposée constante. De fait, cela implique que les sous-pressions ne varient pas lors des cycles de calculs ou suit à des déplacements aux droit des joints pour des sollicitations données.

La condition CE correspond à la condition CNE auquel s'ajoute d'une sollicitation sismique. Les sollicitations sismiques considérées sont les suivantes : accélération horizontale $a_h = 2.8 \text{ m/s}^2$ et accélération verticale $a_v = 2.2 \text{ m/s}^2$ (sismicité intermédiaire en France). Pour les deux cas de chargement considérés, l'analyse du comportement de l'ouvrage a été réalisée à l'aide : i) des déplacements globaux de l'ouvrage et de sa fondation et ii) d'une étude du facteur de sécurité au glissement (FSG) estimé à l'aide de la méthode $C-\phi$ réduction.

Les propriétés mécaniques des discontinuités rocheuses dépendent de leur rugosité. L'intervalle de valeurs pour l'indicateur de rugosité Z_2^+ est le suivant : 0 - 0,5670. Pour chaque valeur de Z_2^+ retenue, des calculs numériques visant à estimer le comportement de l'ouvrage face aux deux cas de chargement sont effectués.

8.2. Résultats de la modélisation

8.2.1. Cisaillement des joints

Le code UDEC utilisé pour les calculs numériques propose une commande "plot slip" permettant d'afficher à l'écran l'ensemble des joints ayant atteint leur résistance au cisaillement. Par ailleurs, il est intéressant, en plus des illustrations proposées par le code, d'estimer la proportion de joints ayant atteint leur résistance au cisaillement. En couplant l'état du joint (cisailé ou non) à sa longueur, sa rugosité et aux conditions de chargement de l'ouvrage, les données du Tableau 8.2 peuvent être obtenues. Nous pouvons observer que la proportion de joints atteignant leur résistance au cisaillement est plus élevée dans les conditions CE que CNE. De plus, la proportion des discontinuités du massif de fondation qui atteignent leur résistance au cisaillement pour les deux cas de chargement (CNE et CE) diminue avec la rugosité (Figure 8.2) .

Tableau 8.2. – Proportion de joints ayant atteint leur résistance en cisaillement

Z_2^+	CNE (%)	CE (%)
0	29	34
0,0434	27	31
0,0836	25	30
0,1238	26	29
0,1640	24	29
0,2042	23	27
0,2442	22	26
0,2835	23	27
0,3199	21	24
0,3601	19	22
0,4099	18	21
0,4405	19	20
0,4807	18	21
0,5209	18	20
0,5601	15	18

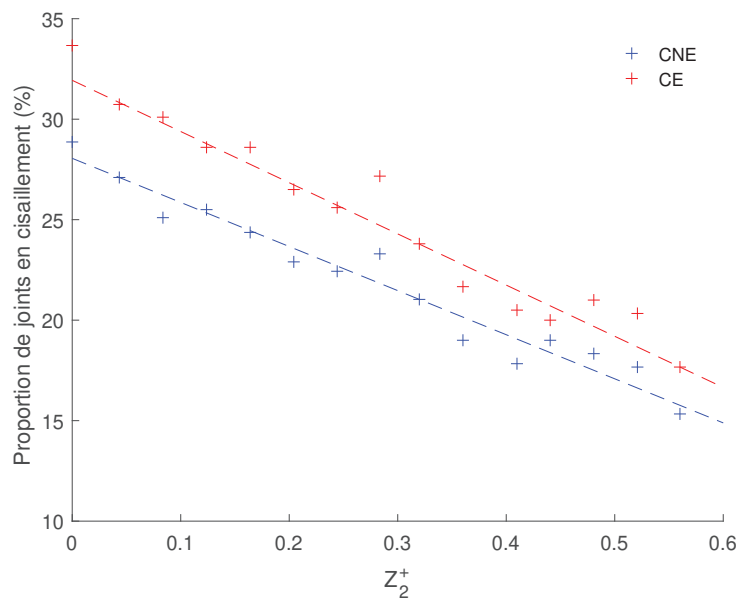


Figure 8.2. – Proportion de joints ayant atteint leur résistance en cisaillement en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation

Visuellement, la Figure 8.3 illustre, au terme des calculs numériques MED, la commande "plot slip" et donc les joints ayant atteint leur limite de résistance en cisaillement en conditions CNE pour deux cas différents : a) le joint est lisse ($Z_2^+ = 0,0$) et b) le joint est rugueux ($Z_2^+ = 0,5670$).

Nous observons nettement que lorsque les discontinuités du massif de fondation sont considérées comme lisses dans les calculs, de nombreux joints subverticaux du massif de fondation sont à leur limite de résistance au cisaillement (en rouge). Quelques joints subhorizontaux, situés en aval de l'ouvrage atteignent également leur limite de résistance au cisaillement (en rouge). Dans le cas où les joints sont très rugueux, la proportion de joints en cisaillement diminue très fortement.

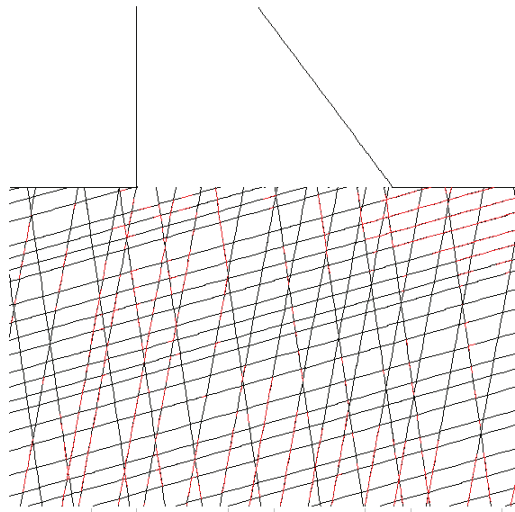
En condition CE avec l'application d'une sollicitation sismique, nous remarquons qu'une très grande majorité des joints subhorizontaux et subverticaux situés immédiatement sous l'ouvrage atteignent leur résistance au cisaillement (en rouge) quand les joints sont supposés lisses pour les calculs de stabilité (Figure 8.4 (a)). Cette proportion diminue fortement lorsque des joints très rugueux sont utilisés dans la modélisation numérique (Figure 8.4 (b)).

8.2.2. Déplacements globaux

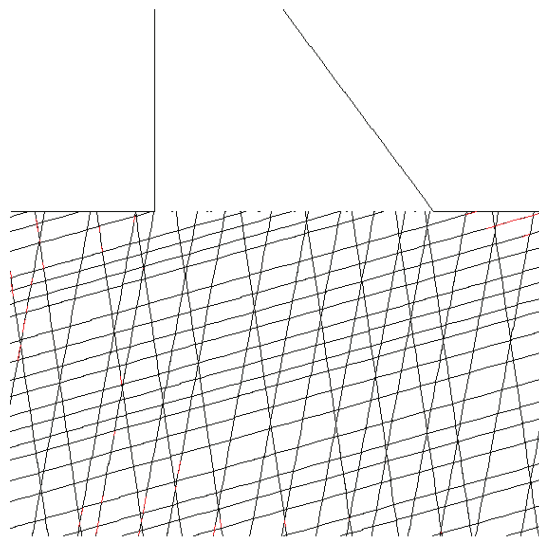
La Figure 8.5 illustre le comportement de l'ouvrage si les discontinuités du massif rocheux sont lisses ($Z_2^+ = 0$), pour des conditions CNE (a) et CE (b). Lorsque le barrage est rempli, sans sollicitation sismique, le déplacement maximal enregistré en crête est horizontal et atteint une valeur de 1,20 mm. Lorsque la sollicitation sismique est appliquée, le déplacement maximal en crête atteint une valeur de 4,45 mm (Tableau 8.3).

Si les déplacements les plus importants sont observés en crête de l'ouvrage, ceux-ci sont la conséquence des déplacements enregistrés autour des discontinuités verticales situées en pied de barrage. La Figure 8.6 est une vue détaillée des déplacements qui ont lieu dans le massif de fondation de l'ouvrage. Cette vue permet d'identifier visuellement les zones (en traits noirs) correspondant aux déplacements les plus importants qui s'étendent sous l'ouvrage dans le massif de fondation via les discontinuités rocheuses.

Ainsi, lorsque le barrage est rempli (Figure 8.6 (a)), les joints verticaux s'ouvrent légèrement (moins de 2,0 mm) alors que les joints horizontaux ont eux tendance à subir un léger déplacement tangentiel (0,8 mm environ). Cependant lorsque le séisme se produit (Figure 8.6 (b)), les déplacements observés augmentent sensiblement. Les joints verticaux subissent une ouverture additionnelle d'environ 1,2 mm (+ 60 %) et les joints horizontaux un déplacement tangentiel additionnel de près de 2,0 mm (+ 250 %).

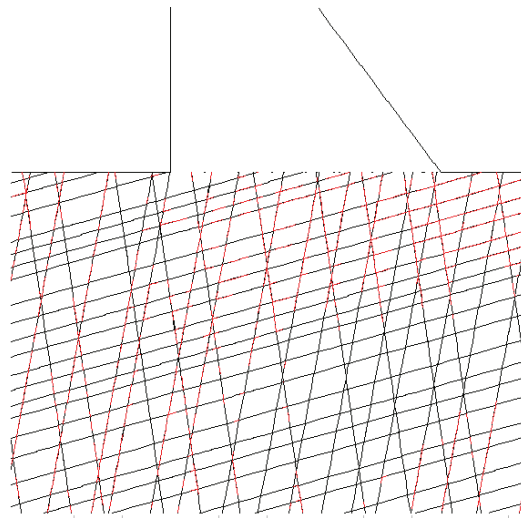


(a) Joints lisses

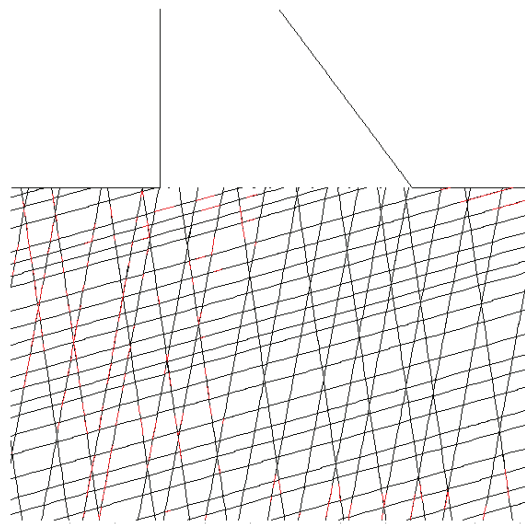


(b) Joints rugueux

Figure 8.3. – Joints à leur limite de résistance au cisaillement, en rouge. Conditions CNE



(a) Joints lisses



(b) Joints rugueux

Figure 8.4. – Joints à leur limite de résistance au cisaillement, en rouge. Conditions CE

Dans le cas d'un barrage où les discontinuités du massif de fondation sont considérées très rugueuses, les déplacements observés en crête et dans le massif de fondation en conditions CE sont réduits. La Figure 8.7 illustre le cas particulier où la rugosité est maximale ($Z_2^+ = 0,5670$). En conditions CNE, les déplacements en crête sont de 0,74 mm au maximum contre 1,20 mm pour les joints lisses, soit un écart de 60 % (Tableau 8.3). En conditions CE, la même tendance s'observe : les déplacements en crête sont de 2,70 mm au maximum contre 4,45 mm pour les joints lisses, soit un écart de 40 % (Tableau 8.3). Dans le massif de fondation, la surface de rupture potentielle

est également visible, mais pour les joints verticaux, l'ouverture additionnelle liée au séisme est inférieure à 1,0 mm contre 1,2 mm pour les joints lisses (20 % d'écart) et les déplacements tangentiels additionnels autour des joints horizontaux de 1,2 mm tout au plus contre 2,0 mm pour les joints lisses (40 % d'écart).

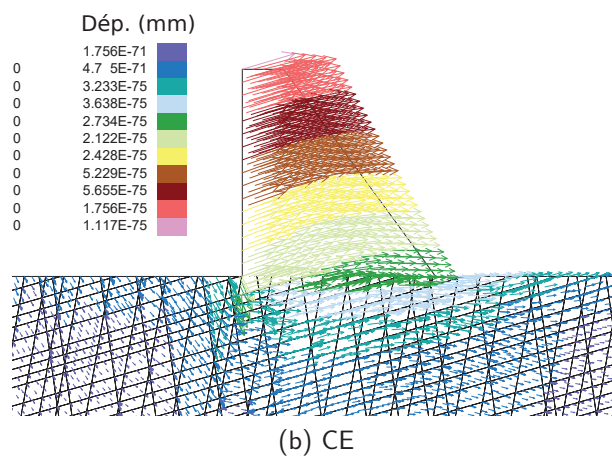
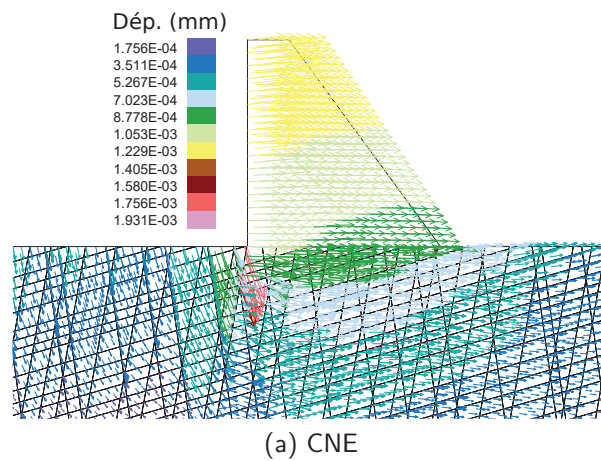


Figure 8.5. – Déplacements totaux pour un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont lisses. Attention les échelles de couleurs sont différentes d'une vue à l'autre

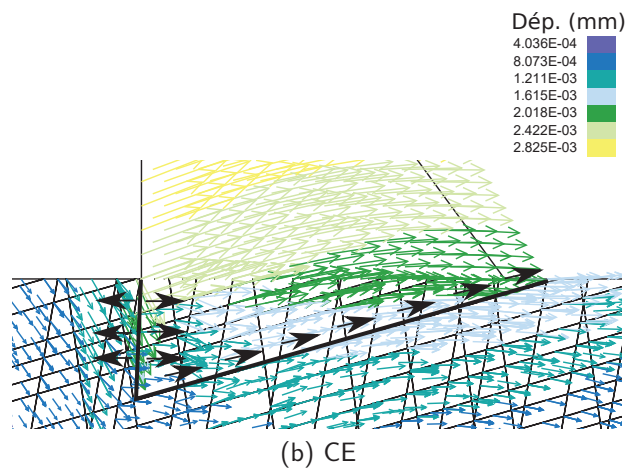
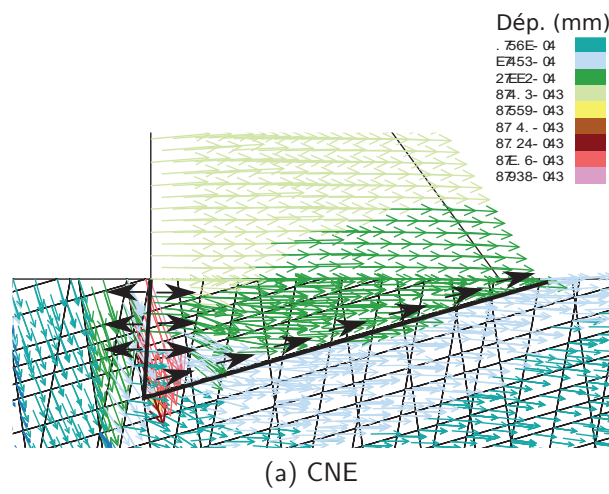


Figure 8.6. – Déplacements totaux pour la fondation un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont lisses. Attention les échelles de couleurs sont différentes d'une vue à l'autre

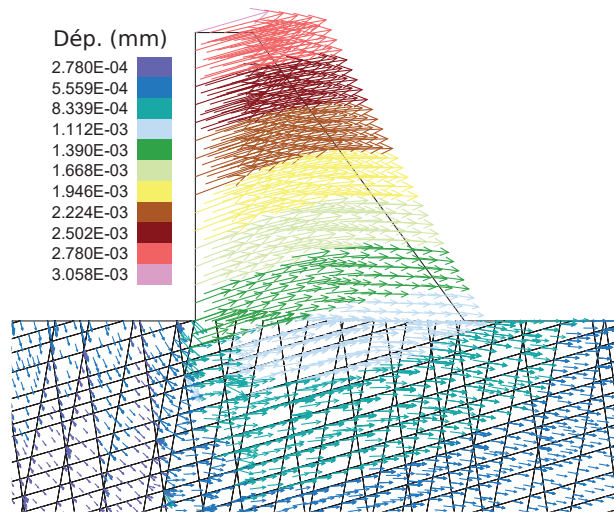


Figure 8.7. – Déplacements totaux pour un barrage-poids dont les discontinuités du massif de fondation sont très rugueuses

Les déplacements en crête de l'ouvrage et dans le massif de fondation à 1 m de profondeur sous le pied amont du barrage ont été enregistrés pour tous les cas de calculs (pour toutes les rugosités et les deux conditions de chargement). Le Tableau 8.3 et les Figures 8.8 et 8.9 appuient les résultats observés précédemment sur les vues logicielles. Plus la rugosité des discontinuités du massif de fondation est importante et plus les déplacements enregistrés numériquement pour les conditions de charge CNE et CE sont réduits.

Cependant, la diminution des déplacements que nous observons avec l'augmentation de la rugosité des joints n'est pas linéaire. Il semble en effet, au regard des Figures 8.8 et 8.9, que les déplacements sont fortement réduits lorsque le joint passe du stade lisse ($Z_2^+ = 0$) au stade peu rugueux ($Z_2^+ = 0, 1$). Avec l'augmentation progressive de la rugosité des joints (au-delà de $Z_2^+ = 0, 1$), les déplacements sont de moins en moins réduits et semblent atteindre une limite. Ainsi, pour l'ouvrage et le massif de fondation modélisé, une faible rugosité sur les joints du massif de fondation permet de limiter fortement les déplacements observés sur l'ouvrage.

Tableau 8.3. – Déplacements enregistrés en crête du barrage et dans le massif de fondation pour les différentes conditions de chargement

Z_2^+	Déplacements en crête (mm)		Déplacements en fondation (mm)	
	CNE	CE	CNE	CE
0	1,20	4,45	0,82	2,05
0,0434	1,10	3,63	0,75	1,62
0,0836	0,88	3,23	0,68	0,85
0,1238	0,85	2,80	0,66	1,10
0,1640	0,84	3,40	0,64	0,95
0,2042	0,83	3,15	0,62	1,25
0,2442	0,86	3,10	0,61	1,20
0,2835	0,90	2,70	0,6	0,95
0,3199	0,77	2,80	0,6	1,00
0,3601	0,75	2,65	0,58	1,15
0,4099	0,73	2,80	0,56	1,15
0,4405	0,85	2,80	0,6	0,95
0,4807	0,77	2,70	0,6	1,00
0,5209	0,69	2,70	0,55	0,88
0,5601	0,74	2,70	0,58	1,05

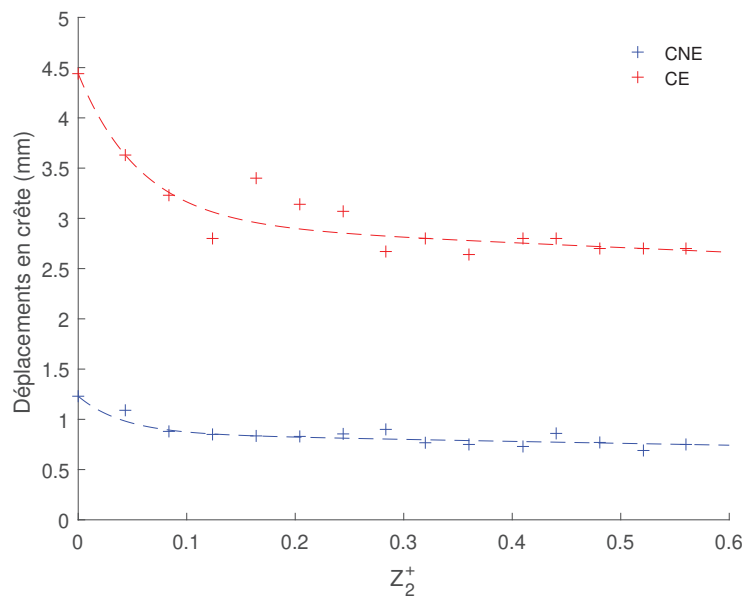


Figure 8.8. – Déplacements observés en crête de l'ouvrage en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation

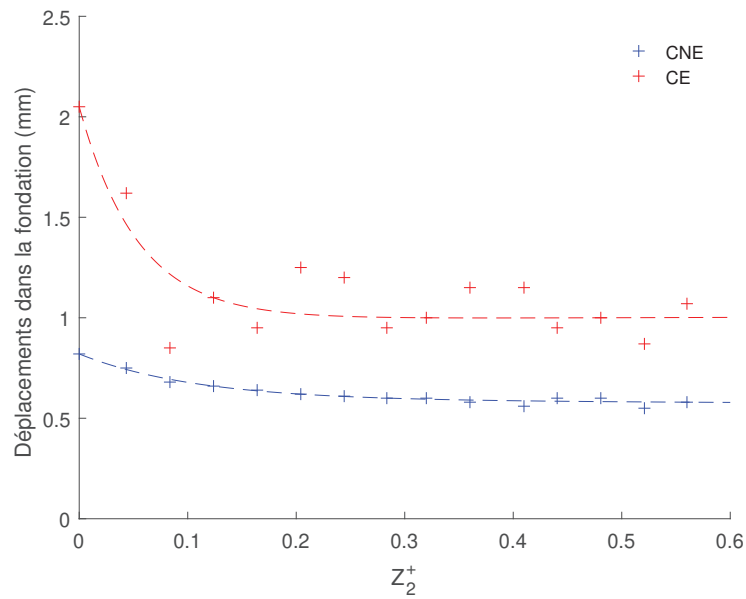


Figure 8.9. – Déplacements observés dans la fondation amont de l'ouvrage en fonction de la rugosité des discontinuités du massif de fondation

8.2.3. Facteur de Sécurité au Glissement (FSG)

Le *FSG* a pu être estimé à l'aide de la méthode *C-φ* réduction pour chacune des rugosités des joints considérées et pour les deux conditions de chargement.

La Figure 8.10 montre l'évolution du *FSG* en fonction de la rugosité des joints du massif de fondation (Z_2^+). En condition CNE, nous pouvons voir que le *FSG* passe de 1,6 à près de 4,5 lorsque la rugosité des discontinuités augmente (+ 280 %), avec une évolution progressive. De la même façon, dans la condition CE, le *FSG* évolue progressivement de 1,0 à près de 3,0 (+ 300 %). Sous l'effet d'un séisme, l'ouvrage est proche de la zone d'instabilité théorique lorsque les discontinuités sont supposées lisses.

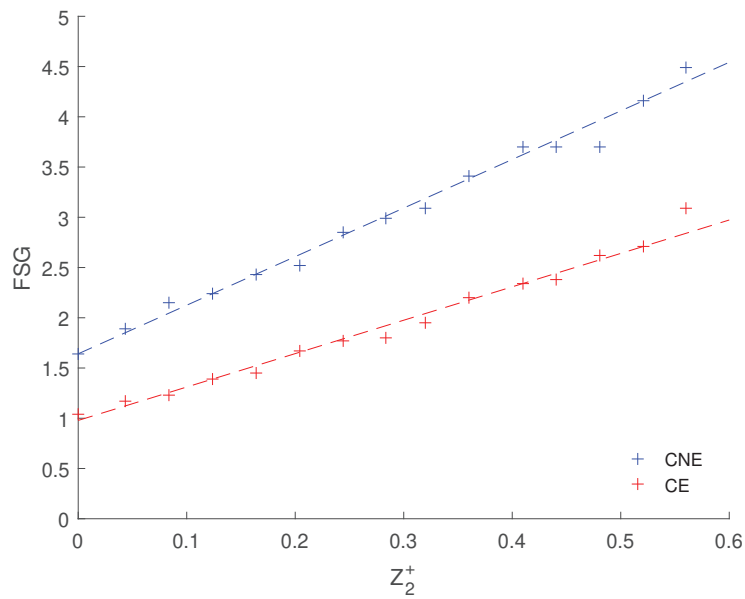


Figure 8.10. – Évolution du FSG en fonction de la rugosité du joint (et donc la cohésion apparente)

8.3. Synthèse de l'application

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le modèle mécanique de Mohr-Coulomb précédemment développé en laboratoire à l'échelle d'un barrage-poids fictif. Dans ce modèle numérique, nous avons considéré l'effet de la rugosité sur les différents paramètres d'entrée du modèle de Mohr-Coulomb (C_{App} , ϕ_{Pic} , $\phi_{rés}$, K_n , K_s , dN).

De nombreuses modélisations numériques ont donc été réalisées, simulant le comportement d'un barrage-poids fictif au glissement, sous des conditions normales d'exploitation ou des conditions sismiques. Différentes valeurs de rugosité (Z_2^+) pour les joints du massif de fondation ont été traitées. En étudiant la proportion de joints qui atteignent leur limite de résistance au cisaillement, les déplacements globaux et le facteur de sécurité au glissement obtenu, il est apparu que :

- plus la rugosité des joints du massif de fondation augmente et plus la proportion de joints ayant atteint leur résistance en cisaillement diminue. Cela est vrai pour les deux conditions de chargement : CNE et CE ;
- les déplacements globaux sur l'ouvrage sont moins importants lorsqu'une la rugosité des joints est importante. Cela est particulièrement vrai en condition exceptionnelle (séisme) où une diminution des déplacements de 20 à 40 % a pu être observée ;

- de la même façon, l'augmentation de la rugosité des joints se traduit par une augmentation du facteur de sécurité au glissement. Dans le cas de la sollicitation sismique, une augmentation du FSG jusqu'à 300 % a ainsi été observée.

Ces conclusions illustrent le rôle majeur de la rugosité des joints sur la stabilité d'un massif rocheux et d'un barrage-poids. En incorporant la rugosité dans un modèle mécanique de Mohr-Coulomb, il est en effet apparu que plus la rugosité est élevée et plus la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de différents cas de charges (même extrêmes) est meilleure.

Sachant qu'à ce jour dans une démarche sécuritaire, la rugosité est très peu prise en compte pour déterminer la stabilité d'un barrage-poids, ce chapitre permet d'illustrer l'intérêt et la pertinence du travail de recherche conduit.

Conclusion

Synthèse générale

Les barrages sont des structures de génie civil à forts enjeux pour la société, de par les fonctions clés que ces ouvrages assurent (alimentation en eau potable, irrigation, protection des populations contre les crues, les sécheresses, génération d'hydro-électricité, etc.) mais également de par les risques qui y sont associés (humains, environnementaux, économiques). En France, les gestionnaires et propriétaires de telles infrastructures doivent justifier régulièrement auprès de l'administration, la stabilité de leurs ouvrages.

Un de modes de rupture redoutés est le glissement de la structure le long des discontinuités inhérentes aux barrages-poids (béton-béton, roc-béton, roc-roc). Les recommandations professionnelles suggèrent que ces discontinuités soient considérées comme non liées et proposent, afin d'évaluer leur résistance au cisaillement, d'utiliser le critère de rupture de Mohr-Coulomb sur la base d'essais expérimentaux de cisaillement direct. Une telle pratique peut permettre l'utilisation de la cohésion apparente dans les calculs de stabilité des ouvrages au cisaillement. Ce paramètre de résistance, issu de l'emboîtement et de la rugosité des joints est cependant souvent négligé par différentes recommandations professionnelles dans le calcul de stabilité des barrages. Cette pratique sécuritaire et conservatrice se justifie par une méconnaissance :

1. des facteurs d'influence des mécanismes et du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses.
2. des difficultés pour développer un modèle mécanique de comportement au cisaillement prenant en compte les différents facteurs d'influence étudiés.

Pour apporter des réponses à ces questions scientifiques, les objectifs suivants pour la thèse ont été fixés :

1. construire un programme expérimental permettant de déterminer à l'aide d'essais de cisaillement directs les différents facteurs d'influence du comportement au cisaillement des joints rocheux ;
2. réaliser, sur la base des essais expérimentaux obtenus en laboratoire, une modélisation numérique MED du comportement au cisaillement d'un échantillon de joint rocheux rugueux ;
3. analyser l'effet de la prise en compte de la rugosité sur le comportement au cisaillement d'un barrage-poids fictif soumis à des combinaisons d'actions extrêmes en utilisant le modèle mécanique numérique développé précédemment.

Le premier volet des travaux était expérimental et a consisté à établir un protocole expérimental permettant d'analyser les facteurs d'influence du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées ainsi que les mécanismes de cisaillement qui interviennent. 110 essais de cisaillement direct sur des répliques de discontinuités rocheuses non liées en conditions CNC et sous une gamme de faibles contraintes normales (100 kPa à 1000 kPa) ont été entrepris afin d'analyser notamment les effets de : la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement, les propriétés mécaniques des matériaux, le type de contact et la contrainte normale. Indirectement, cette étude expérimentale a aussi permis d'évaluer les facteurs d'influence de la cohésion apparente.

Concernant le comportement au cisaillement des joints, les principaux résultats sont :

1. la rugosité est un facteur d'influence essentiel du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses. À l'issue des expérimentations dédiées, il est apparu qu'un joint rugueux présente des résistances au cisaillement (pic et résiduelles) et une dilatance plus élevée qu'un joint lisse. En analysant la morphologie des joints ainsi que les zones d'endommagement après les essais, il est également apparu que deux mécanismes de cisaillement distincts sont identifiables : le cisaillement d'une part qui est une destruction locale des aspérités, et le glissement d'autre part qui correspond à un rainurage des ondulations. Ces deux mécanismes peuvent coexister ou non lors d'un essai de cisaillement ;
2. l'emboîtement a aussi un effet important sur le comportement au cisaillement des joints rocheux. Lorsque la qualité de l'emboîtement du joint diminue, la résistance au cisaillement de pic est fortement réduite (en moyenne 27 %) alors que la résistance résiduelle ne semble pas affectée. Au cours des essais, un joint mal emboîté a également tendance à avoir une dilatance plus faible ;
3. l'endommagement du joint a un effet sur le comportement au cisaillement : un joint endommagé présente une résistance de pic au cisaillement plus faible qu'un joint intact (en moyenne 33 %) alors que les résistances résiduelles sont similaires. L'endommagement étant plutôt localisé, les analyses de morphologie de surface des joints endommagés ne montrent pas de variation importante de rugosité. Il nous a donc semblé que l'état d'endommagement d'un joint pouvait être plutôt assimilé à la qualité de son emboîtement ;
4. la contrainte normale d'étude influence également le comportement au cisaillement des joints. Plus σ_N augmente et plus les résistances au cisaillement (pic et résiduelle) augmentent tandis que la dilatance diminue. Nous avons aussi observé que la contrainte normale a un rôle sur les mécanismes de cisaillement à l'œuvre (glissement et cisaillement) : plus la contrainte normale augmente et plus les phénomènes de cisaillement (destruction de la rugosité) prennent de l'importance ;
5. pour des joints dont l'emboîtement n'est pas parfait et sous de faibles contraintes normales, les effets des propriétés mécaniques ou du type de contact sur le comportement au cisaillement sont peu marqués. Dans ces conditions expérimentales, cela indique que les propriétés mécaniques des épontes des joints ne sont pas des

facteurs d'influence majeurs du comportement au cisaillement dans la gamme de faibles contraintes normales testées. Ces observations permettent de nuancer, pour des joints dont l'emboîtement n'est pas parfait et sous de faibles contraintes normales, l'effet supposé par de nombreux critères de rupture des propriétés mécaniques sur la résistance au cisaillement.

À la suite des essais de cisaillement, il apparaît que les paramètres de Mohr-Coulomb (cohésion apparente et angle de frottement) sont influencés par les mêmes facteurs que le comportement au cisaillement du joint. Ainsi, la rugosité, l'endommagement, l'emboîtement du joint et la gamme de contraintes normales considérée influencent le tracé de l'enveloppe de rupture au cisaillement du joint. Au même titre, il apparaît que sous de faibles contraintes normales, les propriétés mécaniques du joint ont peu d'effets sur la cohésion apparente et l'angle de frottement. Même si les valeurs de cohésion apparente obtenues lors de l'étude expérimentale ne sont pas généralisables en ingénierie, ces dernières sont sensiblement plus élevées que celles généralement admises par la profession des barrages. Cela permet d'illustrer la prudence et le conservatisme des pratiques réglementaires vis-à-vis de la cohésion apparente.

Le second volet des travaux est numérique et se décompose en deux parties. Un premier travail de modélisation numérique, effectué à la suite des essais expérimentaux et à l'échelle de l'échantillon de joint a pour objectif le développement de lois empiriques liant la rugosité d'un joint à son comportement mécanique lors du cisaillement. Le second travail s'effectue à l'échelle d'un barrage-poids fictif et consiste à évaluer à l'aide d'une modélisation numérique MED les effets de la rugosité sur le comportement de l'ouvrage soumis à différents cas de chargement.

Dans un premier temps, nous avons développé, suite à l'étude expérimentale, des lois empiriques reliant la rugosité d'un joint au comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses. Ces lois ont ensuite été incorporées dans les modèles mécaniques de Mohr-Coulomb et Continuous-Yielding. En réalisant des modélisations numériques d'essais de cisaillement dans les mêmes conditions de rugosité et de contrainte normale que les essais expérimentaux, nous avons observé que, pour nos conditions d'étude de faibles contraintes normales, le modèle de Mohr-Coulomb était le plus à même de modéliser le comportement au cisaillement des joints rocheux. L'ensemble de ces observations illustrent la pertinence des recommandations de l'ingénierie pour la compréhension du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses, basées sur l'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb, calé sur des essais expérimentaux.

Dans un second temps, nous avons utilisé le modèle de Mohr-Coulomb et les lois précédemment développées afin d'analyser le rôle de la rugosité sur le comportement d'un barrage-poids fictif. En simulant numériquement le comportement de l'ouvrage soumis à deux cas de chargement, il est apparu que l'augmentation de la rugosité des discontinuités du massif de fondation s'accompagne : i) d'une diminution de la proportion de joints qui atteignent leur résistance au cisaillement, ii) d'une diminution

des déplacements globaux (dans le massif de fondation et en crête de l'ouvrage) et iii) d'une augmentation du facteur de sécurité au glissement. Il est ainsi apparu que plus la rugosité augmente et plus la stabilité de l'ouvrage peut-être assurée.

Contributions originales

Les principales observations des travaux expérimentaux et numériques énoncées permettent de répondre aux questions scientifiques et aux objectifs de la thèse. D'un point de vue scientifique, les travaux entrepris ont permis :

1. d'étudier indépendamment les uns des autres les facteurs qui influencent le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse sous de faibles contraintes normales. Il est alors apparu que la rugosité et l'emboîtement sont, dans les conditions de faibles contraintes normales (100 kPa à 1000 kPa), les facteurs d'influence les plus importants du comportement au cisaillement ;
2. de développer des modèles mécaniques numériques basés sur des lois empiriques simples, permettent de reproduire numériquement le comportement au cisaillement d'échantillons de discontinuités à l'échelle du laboratoire en fonction de leur rugosité. La pertinence des résultats numériques montre alors que le facteur d'influence rugosité peut être incorporé facilement dans des modélisations ;
3. d'évaluer pour un cas simple à l'échelle d'un barrage-poids fictif, le rôle de la rugosité des discontinuités rocheuses du massif de fondation sur le comportement de la structure vis-à-vis de différents cas de chargement.

Les résultats exposés apportent également une contribution directe opérationnelle, pour la communauté des barrages :

1. les travaux expérimentaux qui consistent à effectuer des essais de cisaillement pour tracer les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb (comme recommandé par la profession) mettent en évidence les différents facteurs d'influence de la cohésion apparente. La rugosité, l'emboîtement et la contrainte normale semblent ainsi les facteurs d'influence principaux ;
2. des lois empiriques simples, reliant la rugosité des joints à leur comportement au cisaillement par le modèle de Mohr-Coulomb ont été développées. La similitude entre les résultats expérimentaux et ceux prédis par le modèle numérique démontre que :
 - a) la pratique actuelle, qui consiste à utiliser le modèle de Mohr-Coulomb sur la base d'essais expérimentaux pour appréhender le comportement au cisaillement des joints rocheux, est pertinente ;
 - b) les différents facteurs d'influence du comportement au cisaillement peuvent être incorporés simplement et avec justesse au modèle de Mohr-Coulomb.

Limites et perspectives

Les travaux conduits dans le cadre de ce projet de thèse et les observations en découlant sont valables en laboratoire pour des répliques de joints de petites dimensions (90 mm × 100 mm) et soumises à de faibles contraintes normales (100 kPa à 1000 kPa).

Ici, la gamme de contraintes normales utilisée est analogue à celle observée en génie civil au droit des fondations des barrages-poids. Le domaine restreint de contraintes normales que nous avons étudié nous a permis d'accepter l'hypothèse de linéarité de Mohr-Coulomb entre τ et σ_N . De plus, les résultats expérimentaux réalisés ont été obtenus avec des joints dont les propriétés mécaniques et morphologies étaient caractérisées. Ces résultats ne peuvent donc pas être utilisés de façon opérationnelle, car les joints naturels offrent des caractéristiques de rugosité, d'emboîtement, de remplissage ou d'endommagement bien plus variées du fait de leur vécu géologique.

Face à ces limites, nous distinguons deux pistes de perspectives afin d'améliorer, à l'issue de cette thèse, l'état des connaissances autour du comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses non liées et de la cohésion apparente.

Premièrement, au niveau expérimental il serait intéressant de prendre en considération le rôle de l'emboîtement sur le cisaillement. Nous avons en effet pu voir dans cette étude que l'emboîtement joue un rôle prépondérant sur le comportement au cisaillement des joints rocheux. Cependant, les discontinuités observables à l'extérieur du laboratoire sont rarement emboîtées. Par manque d'outils et de méthodes permettant de définir cet emboîtement des joints, ce facteur d'influence est peu étudié, que ce soit par les études académiques ou d'ingénierie. Des travaux de recherche sur la quantification de l'emboîtement d'une discontinuité seraient ainsi originaux sur le plan académique et utiles pour la profession.

Toujours au niveau expérimental, il est important de rappeler que les observations issues de cette étude ont été obtenues à l'échelle du laboratoire. L'extrapolation à l'échelle d'un ouvrage est délicate puisque l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des joints rocheux est encore très débattu dans la communauté scientifique. Il semble donc important de renforcer les connaissances autour de ces questions, notamment par la réalisation d'essais expérimentaux et par l'analyse détaillée des mécanismes de cisaillement à grande échelle.

L'étude numérique proposée ici considère uniquement les effets de la rugosité. Il serait cependant intéressant d'introduire d'autres paramètres (comme l'emboîtement dont les effets ont été démontrés expérimentalement, l'effet des sous-pressions ou du remplissage du joint) dans les modèles mécaniques numériques à l'échelle de l'échantillon, voire de l'ouvrage.

Une autre perspective numérique serait de prendre en compte la variabilité des paramètres dans le modèle numérique du barrage. En effet, les discontinuités d'un massif rocheux sont toutes différentes et de nombreuses incertitudes affectent donc les paramètres d'entrée des modèles numériques. Une telle démarche pourrait ainsi permettre de tendre vers une démarche probabiliste d'analyse de la sécurité d'un barrage-poids.

Références

- Amadei, B. et S. Saeb (1990), « Constitutive models of rock joints », *International Symposium on Rock Joints*, sous la direction de Barton et Stephansson, Loen, Norvège : Balkema, pages 581-594.
- Amiri Hossaini, K., N. Babanouri et S. Karimi Nasab (2014), « The influence of asperity deformability on the mechanical behavior of rock joints », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, pages 154-161.
- Amitrano, D. et J. Schmittbuhl (2002), « Fracture roughness and gouge distribution of a granite shear band », *Journal of Geophysical Research : Solid Earth*, 107 (B12), pages 1-16.
- Asadi, M. S., V. Rasouli et G. Barla (2012), « A bonded particle model simulation of shear strength and asperity degradation for rough rock fractures », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45 (5), pages 649-675.
- Asadi, M. S., V. Rasouli et G. Barla (2013), « A laboratory shear cell used for simulation of shear strength and asperity degradation of rough rock fractures », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46 (4), pages 683-699.
- Asadollahi, P. et F. Tonon (2010), « Constitutive model for rock fractures : Revisiting Barton's empirical model », *Engineering Geology*, 113 (1-4), pages 11-32.
- ASTM D5607-16 (2016), *Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force*, ASTM.
- Aubry, E. (2019), *Le dessous des cartes - Eau : une ressource sous tension*, Arte France.
- Bahaaddini, M., G. Sharrock et B. K. Hebblewhite (2013), « Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints », *Computers and Geotechnics*, 51, pages 101-115.
- Bandis, S., A. C. Lumsden et N. Barton (1981), « Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18 (1), pages 1-21.
- Bandis, S., A. C. Lumsden et N. Barton (1983), « Fundamentals of rock joint deformation », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20 (6), pages 249-268.
- Barla, G., M. Bonini et G. Cammarata (2004), « Stress and seepage analyses for stability assessment of a gravity dam on a jointed granitic rock mass », *Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering -Proceedings of the First International UDEC/3DEC Symposium*, Bochum, Allemagne.
- Barton, N. (2013), « Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses : Problems and some solutions », *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5 (4), pages 249-261.

- Barton, N. et V. Choubey (1977), « The shear strength of rock joints in theory and practice », *Rock Mechanics*, 10 (1-2), pages 1-54.
- Beer, A. J., D. Stead et J. S. Coggan (2002), « Estimation of the Joint Roughness Coefficient (JRC) by Visual Comparison », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35 (1), pages 65-74.
- Bretas, E. M., J. V. Lemos et P. B. Lourenço (2013), « Hydromechanical analysis of masonry gravity dams and their foundations », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46 (2), pages 327-339.
- Bretas, E. M., J. V. Lemos et P. B. Lourenço (2014), « A DEM based tool for the safety analysis of masonry gravity dams », *Engineering Structures*, 59, pages 248-260.
- Casagrande, D., O. Buzzi, A. Giacomini, C. Lambert et G. Fenton (2018), « A New Stochastic Approach to Predict Peak and Residual Shear Strength of Natural Rock Discontinuities », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51 (1), pages 69-99.
- CDA (1999), *Dam safety guidelines*, rapport technique, Canadian Dam Association (CDA).
- CEA (1996), *Sliding stability of concrete dams*, rapport technique, Canadian Electricity Association (CEA).
- CFBR (2012), *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*, rapport technique, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).
- CFBR (2020), *CFBR - Statistiques nationales*, URL : <https://www.barrages-cfbr.eu/-Statistiques-nationales-.html> (visité le 20/02/2020).
- Chalhoub, M. (2010), *Massifs rocheux : Homogénéisation et classification numériques*, Transvalor - Presse des Mines.
- Chiu, C. C., T. T. Wang, M. C. Weng et T. H. Huang (2013), « Modeling the anisotropic behavior of jointed rock mass using a modified smooth-joint model », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 62, pages 14-22.
- Chiu, C. C., M. C. Weng et T. H. Huang (2016), « Modeling rock joint behavior using a rough-joint model », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 89, pages 14-25.
- Cundall, P. A. (2000), « Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model », *Aspects of Tectonic Faulting*, sous la direction de F. Lehner et J. Urai, Springer Berlin Heidelberg, chapitre 1, pages 1-9.
- Cundall, P. A. et J. V. Lemos (1988), « Numerical Simulation of Fault Instabilities with the Continuously-Yielding Joint Model », *Proceedings of the 2nd international symposium on rockbursts and seismicity in mines*, Minneapolis, États-Unis.
- Cundall, P. A. et O. D. L. Strack (1979), « A discrete numerical model for granular assemblies », *Géotechnique*, 29 (1), pages 47-65.
- Dubois, F., V. Acary et M. Jean (2018), « The Contact Dynamics method : A nonsmooth story », *Comptes Rendus Mécanique*, 346 (3), pages 247-262.
- Duriez, J. (2009), « Stabilité des massifs rocheux : une approche mécanique », thèse de doctorat, Institut polytechnique de Grenoble.

- Duriez, J. et R. Wan (2016), « Stress in Wet Granular Media with Interfaces via Homogenization and Discrete Element Approaches », *Journal of Engineering Mechanics*, 142 (12), pages 1-9.
- Eberhardt, E., D. Stead et J. Coggan (2004), « Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes - the 1991 Randa rockslide », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41 (1), pages 69-87.
- Engelder, J. T. et C. H. Scholz (1976), « The role of asperity indentation and ploughing in rock friction-II. Influence of relative hardness and normal load », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 13 (5), pages 155-163.
- EPRI (1990), *Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams*, rapport technique, Electric Power Research Institute (EPRI).
- Fardin, N. (2008), « Influence of structural non-stationarity of surface roughness on morphological characterization and mechanical deformation of rock joints », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41 (2), pages 267-297.
- Fathi, A., Z. Moradian, P. Rivard et G. Ballivy (2016), « Shear mechanism of rock joints under pre-peak cyclic loading condition », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 83, pages 197-210.
- Federal Energy Regulatory Commission (2016), « Gravity Dams », *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*, chapitre 3, pages 3.1-3.39.
- Gasc-Barbier, M. et J. Guittard (2009), « Comportement au cisaillement d'un joint rocheux naturel », *Revue Française de Géotechnique*, 128, pages 5-13.
- Gasc-Barbier, M. et D. Hantz (2019), *Mécanique des roches appliquée au génie civil*, Dunod.
- Gentier, S., J. Riss, G. Archambault, R. Flamand et D. Hopkins (2000), « Influence of fracture geometry on shear behavior », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37 (1-2), pages 161-174.
- Ghazvinian, A. H., A. Taghichian et S. A. Hashemi Mand Mar'ashi (2010), « The Shear Behavior of Bedding Planes of Weakness Between Two Different Rock Types with High Strength Difference », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43 (1), pages 69-87.
- Ghazvinian, A. H., M. J. Azinfar et R. Geranmayeh Vaneghi (2012), « Importance of tensile strength on the shear behavior of discontinuities », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45 (3), pages 349-359.
- Giani, G. P., A. M. Ferrero, G. Passarello et L. Reinaudo (1995), « Scale effect evaluation on natural discontinuity shear strength », *Proceedings of the Conference on Fractured and Jointed Rock*, Masseslake Tahoe, États-Unis.
- Gimenes, E. et G. Fernández (2006), « Hydromechanical analysis of flow behavior in concrete gravity dam foundations », *Canadian Geotechnical Journal*, 43 (3), pages 244-259.
- Goodman, R., R. Taylor et T. Brekke (1968), « A model for the mechanics of jointed rock », *Journal of the soil mechanics and Foundation division ASCE*, 14, pages 637-659.

- Grasselli, G. et P. Egger (2003), « Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40 (1), pages 25-40.
- Grasselli, G., J. Wirth et P. Egger (2002), « Quantitative three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39 (6), pages 789-800.
- Gui, Y., C. Xia, W. Ding, X. Qian et S. Du (2018), « Modelling Shear Behaviour of Joint Based on Joint Surface Degradation During Shearing », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52, pages 107-131.
- Gutiérrez-Ch, J. G., S. Senent, S. Melentijevic et R. Jimenez (2018), « Distinct element method simulations of rock-concrete interfaces under different boundary conditions », *Engineering Geology*, 240, pages 123-139.
- Haque, A. et B. Indraratna (2000), « Experimental and numerical modelling of shear behaviour of rock joints », *GeoEng 2000, An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering*, Melbourne, Australie.
- Hencher, S. R. et L. R. Richards (2015), « Assessing the Shear Strength of Rock Discontinuities at Laboratory and Field Scales », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48 (3), pages 883-905.
- Hencher, S. R., J. P. Toy et A. C. Lumsden (1993), « Scale-dependent shear strength of rock joints », *Proceedings of the 2nd International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, Lisbonne, Portugal.
- Ho, D. Y. F. et D. G. Fredlund (1982), « Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils », *ASCE Geotechnical Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils*, Honolulu, États-Unis, pages 263-295.
- Hoek, E. (2007), *Practical Rock Engineering*, URL : <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (visité le 25/05/2018).
- Höhner, D., S. Wirtz, H. Kruggel-Emden et V. Scherer (2011), « Comparison of the multi-sphere and polyhedral approach to simulate non-spherical particles within the discrete element method : Influence on temporal force evolution for multiple contacts », *Powder Technology*, 208 (3), pages 643-656.
- Hsiung, S. M., A. Ghosh, M. P. Ahola et A. H. Chowdhury (1993), « Assessment of conventional methodologies for joint roughness coefficient determination », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 30 (7), pages 825-829.
- Hydro-Québec (2003), *Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton*, rapport technique, Hydro-Québec Production.
- ICOLD (2011), *ICOLD/CIGB Constitution status*, International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Indraratna, B., W. Premadasa, E. T. Brown, A. Gens et A. Heitor (2014), « Shear strength of rock joints influenced by compacted infill », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, pages 296-307.
- ISRM (1978), « International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests. Suggested methods for the quantitative description of

- discontinuities in rock masses », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15 (6), pages 319-368.
- ISRM (2014), *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring : 2007-2014*, sous la direction de R. Ulusay, Springer International Publishing.
- Issa, J. et R. Nelson (1992), « Numerical Analysis of Micromechanical Behaviour of Granular Materials », *Engineering Computations*, 9 (2), pages 211-223.
- Itasca (2019), *UDEC - Universal Distinct Element Code - User manual*, Itasca Consulting Group.
- Jacobsson, L., M. Flansbjer et L. Andersson (2016), *Normal Loading and Shear Tests on Rock Joints from Olkiluoto*, rapport technique, Posiva.
- Jafari, M. K., K. Amini Hosseini, F. Pellet, M. Boulon et O. Buzzi (2003), « Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (7), pages 619-630.
- Jahanian, H. et M. H. Sadaghiani (2015), « Experimental Study on the Shear Strength of Sandy Clay Infilled Regular Rough Rock Joints », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48 (3), pages 907-922.
- Jang, H. et B. Jang (2015), « New Method for Shear Strength Determination of Unfilled, Unweathered Rock Joint », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48 (4), pages 1515-1534.
- Jang, H., S. Kang et B. Jang (2014), « Determination of Joint Roughness Coefficients Using Roughness Parameters », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47 (6), pages 2061-2073.
- Jang, H., Q. Zhang, S. Kang et B. Jang (2018), « Determination of the Basic Friction Angle of Rock Surfaces by Tilt Tests », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51 (4), pages 989-1004.
- Jing, L., E. Nordlund et O. Stephansson (1992), « An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 29 (6), pages 535-542.
- Johansson, F. (2016), « Influence of scale and matedness on the peak shear strength of fresh, unweathered rock joints », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 82, pages 36-47.
- Kana, D., D. Fox et S. Hsiung (1996), « Interlock/friction model for dynamic shear response in natural jointed rock », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 33 (4), pages 371-386.
- Koupouli, N. J., T. Belem, P. Rivard et H. Effenguet (2016), « Direct shear tests on cemented paste backfill–rock wall and cemented paste backfill–backfill interfaces », *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8 (4), pages 472-479.
- Kulatilake, P., G. Shou, T. Huang et R. Morgan (1995), « New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32 (7), pages 673-697.

- Kumar, R. et A. K. Verma (2016), « Anisotropic shear behavior of rock joint replicas », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 90, pages 62-73.
- Kutter, H. et F. Otto (1990), « Influence of parallel and cross-joints on shear behaviour of rock discontinuities », *Rock Joints - Proceedings of the international symposium on rock joints*, Loen, Norvège.
- Ladanyi, B. et G. Archambault (1969), « Simulation of shear behavior of jointed rock mass », *11th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Berkeley, États-Unis.
- Lama, R. (1978), « Influence of clay fillings in shear behaviour of joints », *Proceedings of the 3rd International Congress of the International Association of Engineering Geology*, Madrid, Espagne.
- Lambert, C., F. Darve et F. Nicot (2004), « Rock slope stability from microscale to macroscale level », *Numerical Models in Geomechanics*, Ottawa, Canada.
- Lambert, C. et C. Coll (2014), « Discrete modeling of rock joints with a smooth-joint contact model », *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6 (1), pages 1-12.
- Landry, B. et al. (2013), *Notions de Géologie, 4^{ème} édition*, Modulo.
- Larousse (2020), *Le grand Larousse illustré, édition 2020*, Larousse.
- Lee, Y. K., J. W. Park et J. J. Song (2014), « Model for the shear behavior of rock joints under CNL and CNS conditions », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, pages 252-263.
- Lemos, J. V. (2011), « Discontinuum Models for Dam Foundation Failure Analysis », *Harmonising Rock Engineering and the Environment - 12th ISRM Congress*, Pékin, Chine.
- Lestienne, C. (2014), « Il y a 60 ans, Fréjus était engloutie par les eaux du barrage de Malpasset », *Le Figaro*.
- Li, L., M. Xiao et C. Tan (2018), « A New Rock Joint Generation Method and Its Verification in PFC2D », *Advances in Materials Science and Engineering*, 2018.
- Li, Y. et R. Huang (2015), « Relationship between joint roughness coefficient and fractal dimension of rock fracture surfaces », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 75, pages 15-22.
- Li, Y., J. Oh, R. Mitra et B. Hebblewhite (2016a), « A constitutive model for a laboratory rock joint with multi-scale asperity degradation », *Computers and Geotechnics*, 72, pages 143-151.
- Li, Y., J. Oh, R. Mitra et B. Hebblewhite (2016b), « Experimental Studies on the Mechanical Behaviour of Rock Joints with Various Openings », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (3), pages 837-853.
- Li, Y., S. Sun et C. Tang (2019), « Analytical Prediction of the Shear Behaviour of Rock Joints with Quantified Waviness and Unevenness Through Wavelet Analysis », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52 (10), pages 3645-3657.
- Li, Y. et Y. Zhang (2015), « Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 77, pages 27-35.

- Li, Y., J. Oh, R. Mitra et I. Canbulat (2017), « A Fractal Model for the Shear Behaviour of Large-Scale Opened Rock Joints », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50 (1), pages 67-79.
- Lin, H., S. Xie, R. Yong, Y. Chen et S. Du (2019), « An empirical statistical constitutive relationship for rock joint shearing considering scale effect », *Comptes Rendus Mécanique*, 347 (8), pages 561-575.
- Liu, Q., Y. Tian, P. Ji et H. Ma (2017), « Experimental Investigation of the Peak Shear Strength Criterion Based on Three-Dimensional Surface Description », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51 (4), pages 1005-1025.
- Louati, H., D. Oulahna et A. de Ryck (2015), « Apparent friction and cohesion of a partially wet granular material in steady-state shear », *Powder Technology*, 278, pages 65-71.
- Maerz, N., J. Franklin et C. Bennett (1990), « Joint roughness measurement using shadow profilometry », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27 (5), pages 329-343.
- Magsipoc, E., Q. Zhao et G. Grasselli (2019), « 2D and 3D Roughness Characterization », *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Maksimović, M. (1996), « The shear strength components of a rough rock joint », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 33 (8), pages 769-783.
- Marache, A. (2002), « Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normale et tangentielle », thèse de doctorat, École Centrale des Arts et Manufactures « École Centrale Paris ».
- Mendonça, H. (2020), « Au Brésil, une étrange ambiance un an après la rupture du barrage de Brumadinho », *Courrier international - El Pais Brasil*.
- Munier, L. (2015), « Une tragédie pressentie ».
- Muralha, J. et al. (2014), « ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints : Revised Version », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47 (1), pages 291-302.
- Nouailletas, O., C. Perlot, P. Rivard, G. Ballivy et C. La Borderie (2017), « Impact of Acid Attack on the Shear Behaviour of a Carbonate Rock Joint », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50 (6), pages 1439-1451.
- Oh, J., E. J. Cording et T. Moon (2015), « A joint shear model incorporating small-scale and large-scale irregularities », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, pages 78-87.
- Özvan, A., I. Dinçer, A. Acar et B. Özvan (2014), « The effects of discontinuity surface roughness on the shear strength of weathered granite joints », *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73 (3), pages 801-813.
- Park, J. W., Y. K. Lee, J. J. Song et B. H. Choi (2013), « A constitutive model for shear behavior of rock joints based on three-dimensional quantification of joint roughness », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46 (6), pages 1513-1537.

- Park, J. W. et J. J. Song (2009), « Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using a bonded-particle model », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46 (8), pages 1315-1328.
- Park, J. W. et J. J. Song (2013), « Numerical method for the determination of contact areas of a rock joint under normal and shear loads », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 58, pages 8-22.
- Patton, F. D. (1966a), « Multiple Modes of Shear Failure In Rock », *1st ISRM Congress*, Lisbonne, Portugal.
- Patton, F. D. (1966b), « Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials », thèse de doctorat, University of Illinois.
- Pellet, F. L., M. Keshavarz et M. Boulon (2013), « Influence of humidity conditions on shear strength of clay rock discontinuities », *Engineering Geology*, 157, pages 33-38.
- Peyras, L., D. Boissier et C. Carvajal (2010), *Analyse de risques et fiabilité des barrages : Application aux barrages-poids en béton*, 1^{re} édition, page 224.
- Pierce, M., P. A. Cundall, D. Potyondy et D. Ivars (2007), « A synthetic rock mass model for jointed rock », *Canada-US Rock Mechanics Symposium*, Vancouver, Canada.
- Plesha, M. E. (1987), « Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11 (4), pages 345-362.
- Prasetyo, S., M. Gutierrez et N. Barton (2017), « Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton–Bandis model », *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9 (4), pages 671-682.
- Quezada, J. C., G. Saussine, P. Breul et F. Radjai (2013), « Penetration strength of coarse granular materials from DEM simulations », *Powders and Grains*, Sydney, Australie.
- Radjaï, F. et F. Dubois (2010), *Modélisation numérique discrète des matériaux granulaires*, Hermès-Lavoisier.
- Richards, L. R. (1975), « The Shear Strength of Joints in Weathered Rock », thèse de doctorat, University of London - Imperial College of Science & Technology.
- Ruggeri, G. (2004), *Sliding safety of existing gravity dams - Final Report*, rapport technique, European Working Group on Sliding safety of existing gravity dams.
- Rulhière, A., P. Rivard, L. Peyras et P. Breul (2020), « Influence of Roughness on the Apparent Cohesion of Rock Joints at Low Normal Stresses », *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146 (3), pages 1-15.
- Sanei, M. et al. (2015), « Shear strength of discontinuities in sedimentary rock masses based on direct shear tests », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 75, pages 119-131.
- Schneider, H. J. (1976), « The friction and deformation behaviour of rock joints », *Rock Mechanics*, 8 (3), pages 169-184.
- Seidel, J. P. et C. M. Haberfield (2002), « A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39 (5), pages 539-553.

- Singh, H. K. et A. Basu (2016), « Shear behaviors of 'real' natural un-matching joints of granite with equivalent joint roughness coefficients », *Engineering Geology*, 211, pages 120-134.
- Singh, H. K. et A. Basu (2017), « Evaluation of existing criteria in estimating shear strength of natural rock discontinuities », *Engineering Geology*, 232, pages 171-181.
- Sow, D. et al. (2016), « Comparison of Joint Shearing Resistance Obtained with the Barton and Choubey Criterion and with Direct Shear Tests », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (8), pages 3357-3361.
- Sow, D. (2015), « Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses de barrages », thèse de doctorat, Université Blaise Pascal II.
- Tang, Z., Y. Jiao, L. Wong et X. Wang (2016), « Choosing Appropriate Parameters for Developing Empirical Shear Strength Criterion of Rock Joint : Review and New Insights », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (11), pages 4479-4490.
- Tang, Z. et L. Wong (2016), « New criterion for evaluating the peak shear strength of rock joints under different contact states », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (4), pages 1191-1199.
- Tang, Z., S. Q. Yang, Y. Zhao et W. L. Tian (2020), « Experimental and numerical modeling of the shear behavior of filled rough joints », *Computers and Geotechnics*, 121, pages 1-12.
- Tatone, B. S. A. et G. Grasselli (2013), « An Investigation of Discontinuity Roughness Scale Dependency Using High-Resolution Surface Measurements », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46 (4), pages 657-681.
- Tatone, B. S. et G. Grasselli (2010), « A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47 (8), pages 1391-1400.
- Tian, Y., H. Liu Qand Ma, Q. Liu et P. Deng (2018), « New peak shear strength model for cement filled rock joints », *Engineering Geology*, 233, pages 269-280.
- Ting, J. M., M. Khwaja, L. R. Meachum et J. D. Rowell (1993), « An ellipse-based discrete element model for granular materials », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 17 (9), pages 603-623.
- Tse, R. et D. M. Cruden (1979), « Estimating joint roughness coefficients », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16 (5), pages 303-307.
- US Army Corps of Engineers (1994), *Rock Foundations*, 1^{re} édition, Department of the Army U.S Army Corps of Engineers.
- US Army Corps of Engineers (1995), *Gravity Dam Design*, 1^{re} édition, Department of the Army U.S Army Corps of Engineers.
- USBR (1987), *Design of small dams*, 3^e édition, United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR) - A Water Resources Technical Publication.
- Varela Valdez, A. (2015), « Mechanical behavior of rock joints : influence of joint roughness on its closure and shear behavior », thèse de doctorat, Université de Bordeaux.

- Wang, C., D. D. Tannant et P. A. Lilly (2003), « Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC2D », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40 (3), pages 415-424.
- Wang, H. et H. Lin (2018), « Non-linear Shear Strength Criterion for a Rock Joint with Consideration of Friction Variation », *Geotechnical and Geological Engineering*, 36 (6), pages 3731-3741.
- Wyllie, D. C. et C. W. Mah (2004), *Rock Slope Engineering - Civil and mining*, 4^e édition, Spon press.
- Xia, C. C., Z. C. Tang, W. M. Xiao et Y. L. Song (2014), « New Peak Shear Strength Criterion of Rock Joints Based on Quantified Surface Description », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47 (2), pages 387-400.
- Yang, J., G. Rong, D. Hou, J. Peng et C. Zhou (2016), « Experimental Study on Peak Shear Strength Criterion for Rock Joints », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (3), pages 821-835.
- Yang, Z. Y. et D. Y. Chiang (2000), « An experimental study on the progressive shear behavior of rock joints with tooth-shaped asperities », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37 (8), pages 1247-1259.
- Yu, X. et B. Vayssade (1991), « Joint profiles and their roughness parameters », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 28 (4), pages 333-336.
- Zandarin, M. T., E. Alonso et S. Olivella (2013), « A constitutive law for rock joints considering the effects of suction and roughness on strength parameters », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 60, pages 333-344.
- Zhang, X., N. Chen, W. Wei et X. Feng (2016), « Laboratory Investigation on Shear Behavior of Rock Joints and a New Peak Shear Strength Criterion », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49 (9), pages 3495-3512.
- Zhao, J. (1997a), « Joint surface matching and shear strength part A : joint matching coefficient (JMC) », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34 (2), pages 173-178.
- Zhao, J. (1997b), « Joint surface matching and shear strength part B : JRC-JMC shear strength criterion », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34 (2), pages 179-185.
- Zhao, Z. (2013), « Gouge Particle Evolution in a Rock Fracture Undergoing Shear : a Microscopic DEM Study », *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46 (6), pages 1461-1479.
- Zhao, Z., W. Peng Hand Wu et Y. F. Chen (2018), « Characteristics of shear-induced asperity degradation of rock fractures and implications for solute retardation », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 105, pages 53-61.

